



**UNIVERSIDAD DE SEVILLA**  
**E.T.S. DE ARQUITECTURA DE SEVILLA**  
**DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES**  
**ARQUITECTÓNICAS I**



## **TESIS DOCTORAL**

# **LA UTILIZACIÓN DE POLIESTIRENO EXPANDIDO EN OBRAS DE GEOTECNIA**

Doctorando:

**JOSÉ MIGUEL DÁVILA MARTÍN**

Directores de Tesis: **ANTONIO JARAMILLO MORILLA**

**Dr. Arquitecto**

**CARMEN RODRÍGUEZ LIÑÁN**

**Dra. Arquitecta**



Titulo de la Tesis:

**LA UTILIZACIÓN DE POLIESTIRENO EXPANDIDO EN OBRAS DE GEOTECNIA**

Doctorando: D. José Miguel Dávila Martín

Directores: Dr. D. Antonio Jaramillo Morilla

Dra. Dña. Carmen Rodríguez Liñán

Tribunal nombrado por el Mgfco. y Excmo. Rector de la Universidad de Sevilla, el  
día.....de.....de 201...

Presidente D. ....

Vocal 1º D. ....

Vocal 2º D. ....

Vocal 3º D. ....

Secretario D. ....

Realizado el acto de defensa y lectura de la tesis el día..... de..... de 201...  
en....., los miembros del tribunal acuerdan otorgar la calificación de:

.....

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO





## **AGRADECIMIENTOS.**

Sin duda alguna, llegar hasta aquí sin la contribución de mis directores, los profesores Antonio Jaramillo y Carmen Rodríguez, hubiera sido imposible. Quiero agradecerles de forma muy especial todo el tiempo dedicado, sus aportaciones y sugerencias, que contribuyeron al desarrollo de esta tesis. Gracias, no sólo por estos últimos años de enseñanza, sino también por aquellos, ya lejanos, como estudiante de arquitectura.

Agradecer a mis profesores de Mecánica de los Medios Continuos y Construcción de la Escuela de Arquitectura de Sevilla, que sin lugar a dudas contribuyeron y fueron parte clave de este largo aprendizaje en el que nunca se deja de estudiar.

Le quiero dar las gracias muy especialmente a mi mujer, por estar siempre a mi lado en todo momento y ser mi compañera inseparable, por soportar con paciencia “mis malos rollos” durante estos últimos meses, por su apoyo absoluto e ilimitado en todo lo que conlleva convivir y compartir. Muchísimas gracias.

A mi padre, que desde que era niño me inculcó el interés por el cálculo estructural y a saber valorar el esfuerzo. Gracias a toda mi familia por estar siempre cuando hace falta.

Qué decirle a mis hijos, a los que tanto tiempo he robado frente al ordenador. Como dice Daniel: todo lo que está por hacer, todo aquello que nos queda por ver..... “se hará cuando papá termine la tesis”.

A todos mis compañeros de la Universidad de Huelva que siempre han demostrado su apoyo. En especial a Juan Carlos y Ana por sus consejos y las charlas en los ratitos de café y a Luís por su inapreciable ayuda. A los que arrimaron el hombro durante las sesiones de laboratorio: Ramón, Paco y Alberto. Gracias.

Gracias a todos mis amigos por aguantar mis “largas sentadas” en estos últimos meses. Gracias por vuestro cariño y comprensión.

A todos ellos, muchas gracias



## RESUMEN

Los sistemas modernos de construcción son asociados a tecnologías innovadoras y a los nuevos materiales, sistemas livianos que ofrecen la posibilidad de una mayor rapidez de ejecución por montaje. Estas características influyen en gran medida en el aprovechamiento de los materiales y de la mano de obra, ya que la planificación se hace más sencilla, pudiendo cumplir las metas fijadas en cuanto a los recursos económicos y de tiempo.

Los sistemas constructivos convencionales han evolucionado de acuerdo a nuevos criterios para el análisis, desarrollo de procesos y puesta en obra. De esta manera aumenta su utilización, ofreciendo una resistencia y capacidad de carga que le permita un desempeño igual o superior a los sistemas constructivos que actualmente se encuentran en aplicación. Además de ello, estos sistemas también imponen características físicas apropiadas en los materiales.

Tras sintetizarse en 1930 el poliestireno a nivel industrial y tras su posterior comercialización a partir de la década de los 50, se le ha dado a este material múltiples aplicaciones; comenzándose su incorporación a la construcción como material aislante, empleándose en las últimas décadas como material aligerante en múltiples elementos estructurales. Si embargo, su difusión como material con posibles aplicaciones en geotecnia no está tan extendida.

En este trabajo de investigación se plantea el estudio de algunas soluciones constructivas en el campo de la geotecnia, entendiendo éstas como no limitativas, y en todo caso, como algunas pinceladas en un campo que está prácticamente por descubrir.

La primera de estas aplicaciones consistiría en sustituir parcialmente el material de aporte de un terraplén por bloques de poliestireno expandido (EPS), en dos situaciones distintas, una con sección transversal horizontal y la otra en ladera. Como segunda solución constructiva, se analizará un muro de contención en ménsula, sustituyendo parcialmente el relleno del trasdós con bloques de EPS. A partir de aquí nos encontramos con la posibilidad de estudiar un caso real de muro de contención, pero en este caso con una altura muy superior, y que como consecuencia de ello, presentaba una bandeja intermedia.

Otra de las posibles aplicaciones que aquí se proponen sería como material ligero en sistemas de contención de tierras, en este caso, en un apantalla discontinua de pilotes. Finalmente se ha analizado un sistema constructivo de aplicación en cimentaciones, consistente en la incorporación de bloques de EPS dentro del canto de una losa de cimentación, a modo de piezas aligerantes, de manera que se reduzca el peso del elemento estructural, sin mermar de forma sustancial su rigidez.

Dentro de esta investigación, se realizó una campaña de ensayos experimentales en elementos a escala reducida, de una losa aligerada, comparando ésta con la maciza, desarrollándose una modelo de cálculo por medio del programa estructural SAP2000, ofreciendo resultados favorables.

Los resultados obtenidos, permiten afirmar que las soluciones constructivas que aquí se proponen son en general perfectamente viables, y presentan importantes ventajas frente a soluciones tradicionales: reducción de asientos, reducción de empujes laterales y por tanto,

aumento de la seguridad frente al deslizamiento, se minimizan los efectos de consolidación en suelos cohesivos, y, por último, en los elementos de cimentación analizados no sólo se reducen los asentos, sino que, además, esto son más uniformes en la superficie de apoyo.

## ABSTRACT

Modern building systems are associated to new technologies, new materials and lighter systems that offer the possibility of a faster execution for assembly. These properties have influence on the use of materials and manual labor, since the planning and achievement of goals regarding time and financial resources is easier.

Conventional construction systems have evolved according to new criteria for the analysis, development processes and jobs in the building sites. This fact increases their use, providing strength that allows equal or higher performance to the building systems that are currently being implemented. Moreover, these systems also impose appropriate properties to materials.

After polystyrene was industrially synthesized in 1930 and after its marketing from the 50s, it has been given many applications, and it began in building sites as an insulating material; being used in recent decades as a lightening material in structural elements. However its dissemination as a material with potential applications in geotechnical engineering is not as widespread.

This research work is focused on the study of some constructive solutions in geotechnics, understanding that these are only a few examples, in a field that is virtually undiscovered.

The first of these applications would be to partially replace the filling material of an embankment with expanded polystyrene (EPS) blocks, in two different situations: one with horizontal cross-section and the other one in a slope. As a second construction solution, it will be considered a cantilever containment wall, replacing partially the filler with EPS blocks. Just now, we have the opportunity of studying a real matter of retaining wall, which would be a higher retaining wall with a middle plate.

One other possible application would be a lightened material in earth retaining systems, in this case, two discontinuous pile rows. Finally a construction foundation system has been analyzed, which consists in incorporating the EPS blocks into a raft foundation, like lightening pieces, in order to reduce the weight of the structural element, without substantially sacrificing the stiffness.

In this research, we have made an experimental test campaign with elements that have reduced scale: a lightened slab foundation was compared with a solid model. The program SAP 2000 software has been employed, offering favorable results.

The outcomes we have obtained allow us to conclude that the constructive solutions that we propose here are perfectly viable and they have significant advantages over traditional solutions: reduce settlements and lateral pressure, and increase safety coefficient. The effect of consolidation on cohesive soils is minimizing, and finally, on foundation elements analyzed, not only reduces the settlements, but also, the settlements are more uniform.



# INDICE

Agradecimientos.	V
Resumen.	VII
Abstract.	IX
Indice.	1
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.</b>	<b>6</b>
1.1. OBJETIVOS.	7
1.2. ESTRUCTURA DE LA TESIS.	7
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO</b>	<b>11</b>
2.1. INTRODUCCIÓN.	11
2.2. PROPIEDADES DEL EPS	13
2.2.1. Propiedades físicas.	13
2.3. DURABILIDAD.	18
2.3.1. Durabilidad frente agentes químicos.	19
2.3.2. Durabilidad frente a agentes biológicos.	20
2.3.3. Comportamiento frente al fuego.	21
2.4. FABRICACIÓN DEL EPS.	22
2.5. RECICLADO DEL EPS. EPS Y EL MEDIO AMBIENTE.	24
2.6. PRODUCTOS Y USOS DERIVADOS DEL EPS.	26
2.6.1. Aplicaciones en edificación.	26
2.6.2. Aplicaciones en geotecnia.	45
2.6.3. Otras aplicaciones.	51
2.7. NORMATIVA APLICABLE.	51
2.7.1. Normativa de productos de EPS para edificación e ingeniería civil.	52
2.7.2. Métodos de ensayo.	53
2.7.3. Directivas europeas.	56
2.7.4. Eurocódigos.	56
2.8. EL POLIESTIRENO EXTRUSIONADO: FABRICACIÓN, DURABILIDAD Y APLICACIONES.	57
<b>CAPÍTULO 3. ANÁLISIS TEÓRICO</b>	<b>60</b>
3.1. CONSOLIDACIÓN.	60
3.1.1. Estimación de asientos.	62
3.1.2. Teoría de Terzaghi para consolidación unidimensional.	63
3.1.3. Teoría de Davis y Raymond.	65
3.1.4. Teoría de consolidación cuando no se cumple la hipótesis de pequeñas deformaciones.	67
3.1.5. Consolidación unidimensional para distribuciones distintas de la presión intersticial inicial.	67
3.1.6. Influencia de carga variable con el tiempo.	68
3.1.7. Consolidación tridimensional.	69
3.1.8. Aplicación de métodos numéricos.	71

3.2. ANÁLISIS DE MUROS DE CONTENCIÓN.	73
3.2.1. Análisis del empuje activo.	73
3.2.2. Empuje activo en suelos cohesivos.	78
3.2.3. Empuje en muros con bandeja.	79
3.2.4. Breve reseña sobre la aplicación de métodos numéricos en el análisis de muros de contención.	82
3.3. ANÁLISIS DE LOSAS Y COMBINACIÓN LOSA-PILOTES.	85
3.3.1. Análisis de la losa.	86
3.3.2. Análisis de los pilotes frente a acciones verticales.	95
3.3.3. Análisis de los pilotes frente a cargas laterales.	99
3.3.4. Interacción pilote – pilote.	116
3.3.5. Interacción pilote – terreno.	118
3.3.6. Interacción terreno – pilote.	119
3.3.7. Interacción terreno – terreno.	120
<b>CAPÍTULO 4. ECUACIONES DIFERENCIALES DE GOBIERNO.</b>	<b>123</b>
4.1. INTRODUCCIÓN.	123
4.2. RELACIONES FUNDAMENTALES.	123
4.3. RELACIONES FUNDAMENTALES DE ELASTICIDAD.	125
4.3.1. Leyes de Hooke.	125
4.3.2. Equilibrio elástico.	126
4.4. PLASTICIDAD.	128
4.4.1. Deformación en la teoría de plasticidad.	128
4.5. ECUACIONES QUE GOBIERNAN EL EQUILIBRIO.	128
<b>CAPÍTULO 5. DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS.</b>	<b>132</b>
5.1. INTRODUCCIÓN.	132
5.2. PROCEDIMIENTO DE TRABAJO CON ELEMENTOS FINITOS.	132
5.3. REPRESENTACIÓN MATERIAL.	133
5.3.1. Sistemas de Coordenadas.	133
5.3.2. Funciones de forma.	135
5.3.3. Matriz de deformación.	136
5.3.4. Matriz de rigidez del elemento.	138
<b>CAPÍTULO 6. RELACIONES CONSTITUTIVAS.</b>	<b>140</b>
6.1. INTRODUCCIÓN.	140
6.2. PASOS PARA EL DESARROLLO DE RELACIONES CONSTITUTIVAS.	140
6.3. REPRESENTACIÓN DEL SUELO.	140
6.3.1. Modelo Elástico.	141
6.3.2. Modelos elasto-plásticos.	142
6.3.3. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.	143
6.3.4. Regla de Flujo.	145
6.3.5. Comportamiento del flujo plástico.	145
6.4. REPRESENTACIÓN MATERIAL DE MUROS, LOSAS Y PILOTES.	146
<b>CAPÍTULO 7. MODELIZACIÓN DEL INTERFAZ.</b>	<b>148</b>



7.1. INTRODUCCIÓN.	148
7.2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.	148
7.3. ELEMENTOS FINITOS PARA LA INTERFAZ.	149
7.3.1. Modelo constitutivo.	152
7.3.2. Modos de elementos Interfaz.	153
7.3.3. Opción de Grosor de Elemento.	153
7.3.4. Formulación con elementos finitos.	154

## **CAPÍTULO 8. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA.** **156**

8.1. INTRODUCCIÓN.	156
8.2. SAP 2000	156
8.2.1. Elementos finitos en SAP2000.	156
8.3. PLAXIS.	174
8.3.1. Elementos finitos en PLAXIS.	174
8.3.2. Discretización mediante elementos finitos.	176

## **CAPÍTULO 9. APLICACIÓN I: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL TERRAPLENADO DE UNA CARRETERA.** **181**

9.1. INTRODUCCIÓN.	181
9.2. CARACTERIZACIÓN E HIPÓTESIS DE CÁLCULO.	182
9.2.1. Características de los materiales y parámetros geotécnicos empleados.	182
9.2.2. Modelos e hipótesis de cálculo.	185
9.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.	189

## **CAPÍTULO 10. APLICACIÓN II. MURO EN MÉNSULA.** **201**

## **CAPÍTULO 11. APLICACIÓN III. MURO DE CONTENCIÓN CON BANDEJA Y RELLENO ALIGERADO MEDIANTE BLOQUES DE POREXPÁN EN EL TRASDÓS.** **207**

11.1. INTRODUCCIÓN.	207
11.2. SOLUCIONES PROPUESTAS.	211
11.3. CÁLCULO DE LOS MUROS.	214
11.3.1. Características de los materiales y parámetros geotécnicos empleados.	216
11.3.2. Cálculo del muro solución 1.	217
11.3.3. Cálculo del muro solución 2.	225
11.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.	226
11.5. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO. SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.	236
11.6. VALORACIÓN ECONÓMICA ESTIMADA	244

## **CAPÍTULO 12. APLICACIÓN IV: PANTALLA DISCONTINUA DE PILOTES CON RELLENO ALIGERADO CON EPS** **248**

12.1. INTRODUCCIÓN.	248
---------------------	-----

12.2. ANTECEDENTES.	249
12.3. ESTADO ACTUAL Y PROYECTO INICIAL.	249
12.4. ALTERNATIVAS PROPUESTAS.	257
12.5. VALORACIÓN ECONÓMICA ESTIMADA.	266

<b><u>CAPÍTULO 13. APLICACIÓN V. CIMENTACIÓN MEDIANTE LOSA ALIGERADA.</u></b>	<b>271</b>
---	------------

13.1. INTRODUCCIÓN.	271
13.2. CARACTERÍSTICAS DEL MODELO.	272
13.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS.	275
13.4. VALORACIÓN ECONÓMICA ESTIMADA.	292
13.5. ENSAYOS EN MODELO A ESCALA.	292
13.5.1. Características de los modelos ensayados.	293
13.5.2. Justificación.	301
13.5.3. Análisis de resultados.	302

<b><u>CAPÍTULO 14. CONCLUSIONES.</u></b>	<b>308</b>
--	------------

14.1. APLICACIÓN I.	308
14.2. APLICACIÓN II.	310
14.3. APLICACIÓN III.	311
14.4. APLICACIÓN IV.	313
14.5. APLICACIÓN V.	315
14.6. INCONVENIENTES EN EL USO DEL EPS.	316
14.7. FUTURAS INVESTIGACIONES.	316

<b><u>ANEXOS.</u></b>	<b>319</b>
-----------------------	------------

ANEXO 1. MURO CON BANDEJA. ETRACTO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.	319
ANEXO 2. PANTALLA DISCONTINUA DE PILOTES. ETRACTO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.	321
ANEXO 3. LISTADO DE FIGURAS.	324
ANEXO 4. LISTADO DE TABLAS.	336

<b><u>BIBLIOGRAFIA.</u></b>	<b>339</b>
-----------------------------	------------



# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

Los sistemas modernos de construcción son asociados a tecnologías innovadoras y a los nuevos materiales, sistemas livianos que ofrecen la posibilidad de una mayor rapidez de ejecución por montaje. Estas características influyen en gran medida en el aprovechamiento de los materiales y de la mano de obra, ya que la planificación se hace más sencilla, pudiendo cumplir las metas fijadas en cuanto a los recursos económicos y de tiempo.

Los sistemas constructivos convencionales han evolucionado de acuerdo a nuevos criterios para el análisis, desarrollo de procesos y puesta en obra. De esta manera aumenta su utilización, ofreciendo una resistencia y capacidad de carga que le permita un desempeño igual o superior a los sistemas constructivos que actualmente se encuentran en aplicación. Además de ello, estos sistemas también imponen características físicas apropiadas en los materiales.

Tras sintetizarse en 1930 el poliestireno a nivel industrial y tras su posterior comercialización a partir de la década de los 50, se le han dado a este material múltiples aplicaciones; comenzándose su incorporación a la construcción como material aislante, incorporándose en las últimas décadas como material aligerante en múltiples elementos estructurales.

Quizás en los elementos donde está más extendido el EPS sea en los forjados, ya sea como bovedillas en forjados unidireccionales o en casetones de los reticulares. También en cubiertas encontramos diversas soluciones formando parte de los tableros, como elementos sueltos o en algunas patentes combinados con morteros u otros materiales. Si embargo, su difusión como material con posibles aplicaciones en geotecnia no está tan extendida.

Desde hace unos años, en geotecnia se ha empleado el poliestireno expandido como elemento protector en terrenos potencialmente expansivos y de forma esporádica en rellenos de terraplenados.

En determinadas circunstancias, en la ingeniería del terreno es necesario disponer de un material, con cierta resistencia, pero de baja densidad.

En este trabajo de investigación se plantea el estudio de algunas soluciones constructivas en el campo de la geotecnia, entendiendo éstas como no limitativas, y en todo caso, como algunas pinceladas en un campo que está prácticamente por descubrir.

La primera de estas aplicaciones consistiría en sustituir parcialmente el material de aporte de un terraplén por bloques de poliestireno expandido (EPS), en dos situaciones distintas, una con sección transversal horizontal y la otra en ladera. Como segunda solución constructiva, se analizará un muro de contención en ménsula, sustituyendo parcialmente el relleno del trasdós con bloques de EPS. A partir de aquí nos encontramos con la posibilidad de estudiar un caso real de muro de contención, pero en este caso con una altura muy superior, y que como consecuencia de ello, presentaba una bandeja intermedia. Otra de las posibles aplicaciones que aquí se proponen sería como material aligerante en sistemas de

contención de tierras, en este caso, en un apantalla discontinua de pilotes. Finalmente se ha analizado un sistema constructivo de aplicación en cimentaciones, consistente en la incorporación de bloques de EPS dentro del canto de una losa de cimentación.

### 1.1. OBJETIVOS.

Como **objetivo general** de esta investigación se plantea aumentar el campo de aplicación del EPS en el terreno de de la geotecnia.

Para lograr el objetivo general se buscan lo siguientes **objetivos específicos**:

1. En primera instancia, se pretende investigar y exponer los antecedentes de los sistemas constructivos que emplean EPS, esbozando su evolución hasta la actualidad.
2. Ampliar el conocimiento de las propiedades básicas del porexpán, estudiando el comportamiento del material como elemento enterrado, destacando entre otras la durabilidad.
3. Profundizar en la capacidad del EPS como material de relleno en elementos de contención de tierras.
4. Estudiar la posibilidad de uso de los bloques de EPS como piezas aligerantes en estructuras de cimentación.
5. Examinar las posibles ventajas del uso de este material frente a fenómenos de consolidación del suelo.
6. Analizar la validez de los resultados numéricos obtenidos comparándolos con estudios a escala reducida.
7. Profundizar en el uso de los distintos métodos numéricos de análisis en geotecnia.
8. Analizar comparativamente la rentabilidad económica del uso del EPS frente a otras soluciones tradicionales.

### 1.2. ESTRUCTURA DE LA TESIS.

La tesis se estructura en doce capítulos más dos anexos, en los cuales se desarrollan temas determinados, presentando los resultados obtenidos y el análisis de los mismos. Dentro de esta estructura la presente **introducción** corresponde al **capítulo 1**, en el cual se plantean los objetivos de la tesis y la razón de ser de la investigación.

Inicialmente se realiza un **estado del conocimiento**, **capítulo 2**, partiendo de la evolución de los sistemas constructivos en general y la aplicación de nuevos materiales no usados convencionalmente en la construcción tradicional. Se muestra el campo de aplicación del EPS en distintos sistemas constructivos.

Como parte fundamental de este segundo capítulo, se estudian las distintas propiedades del poliestireno expandido, haciendo especial hincapié en aquellos aspectos relacionados con la durabilidad del material bajo la acción de distintos agentes.

Este capítulo termina con un amplio repaso a la normativa vigente que afecta al uso de los materiales aislantes, y en particular al EPS.

El **capítulo 3** aborda el análisis teórico de las distintas aplicaciones que se incluyen en esta investigación, repasando las bases teóricas de distintos autores. Siguiendo el esquema general de capítulos, comienza con la teoría de consolidación (abarcando el análisis unidimensional, tridimensional, situaciones de grandes deformaciones y con acciones variables en el tiempo); continuamos con el estudio del empuje activo en muros bajo distintas condiciones de suelo y geometría, para terminar el capítulo con un análisis de placas y pilotes (básicamente bajo acciones laterales).

En el **capítulo 4** se revisa brevemente las relaciones fundamentales de elasticidad y plasticidad de medios continuos que afectan a los problemas que más adelante se tratarán.

Dentro del **capítulo 5** se detalla la discretización mediante el método de los elementos finitos de las ecuaciones diferenciales expuestas en el capítulo anterior.

El **capítulo 6** resume la relación entre tensión y deformación de los materiales empleados en los diferentes modelos, normalmente lineal y elástico para modelar los muros, losas y pilotes, y no lineal y elasto-plástico para modelar terreno y el interfaz de contacto.

En el **capítulo 7** se expone la modelización que se hace del elemento interfaz junto con un breve resumen de los modelos previos existentes, basados, generalmente, en los modos de desplazamiento relativo entre los nodos. A partir del estudio de este comportamiento, se definen los valores más adecuados para la rigidez del elemento de interfaz, así como el problema del grosor de los elementos.

Durante el **capítulo 8** se describen brevemente los programas de cálculo numérico que se emplean, junto con una descripción de los distintos elementos que utilizados y el tipo de elemento finito a aplicar en cada caso. El capítulo se divide básicamente en los tres apartados correspondientes a otros tantos programas que se han manejado durante la presente investigación, teniendo presente, que dos de ellos fundamentalmente se diferencian en que el tratamiento es en algunos casos plano y en otros tridimensional.

A partir de aquí, los siguientes capítulos desarrollan distintas aplicaciones en las que se ha intentado poner de manifiesto el amplio abanico de posibilidades que ofrece un material tradicionalmente empleado como aislante, pero que entendemos que en geotecnia tiene grandes posibilidades. Comenzamos este recorrido en el **capítulo 9**, profundizando en el comportamiento del EPS en su uso como relleno en terraplenes frente al uso de materiales granulares. Para ello hemos planteado dos situaciones distintas en lo que se refiere al tipo de suelos en los que asentará el terraplén y a la posición del nivel freático. Una tercera situación se ha analizado modificando en este caso la geometría.

Se estudian comparativamente los resultados obtenidos en cuanto a los valores de asientos, diferente comportamiento en cuanto al fenómeno de consolidación, y también, mecanismos distintos de colapso del suelo.

En los **capítulos 10 y 11** se presentan dos aplicaciones consistentes en sustituir parcialmente el relleno tradicional del trasdós por otro con bloques de poliestireno expandido. Con ello se pretende disminuir la presión que el terreno ejerce sobre el muro, con lo que se podría obtener un ahorro económico, así como poder diseñar muros más esbeltos.

Mientras que en el capítulo 10 se desarrolla un muro en ménsula, en el siguiente se estudia una situación algo más compleja y real con una altura muy superior resuelta mediante un muro en bandeja. Dado que aquí además se da la circunstancia de existir un muro anterior de menor altura, se ha enfocado el presente trabajo hacia la posibilidad de reducir el espesor del nuevo muro con la incorporación del EPS. Esta propuesta corresponde a un muro de contención existente en las murallas del castillo de Utrera (Sevilla).

Se sugiere en el **capítulo 12** otro posible uso del EPS en geotecnia. Se pretende analizar la viabilidad de la alternativa propuesta al proyecto de reparaciones de un campo deportivo que ha sufrido patologías por deslizamiento en una de sus esquinas. Esta propuesta consiste en una pantalla de pilotes, sustituyendo parcialmente el relleno por porexpán.

Como última propuesta de utilización del poliestireno expandido en el **capítulo 13** se propone una alternativa a la losa maciza en cimentación. Para ello se incorporan dentro del alma de la placa unas piezas aligerantes de EPS. Se pretende reducir el volumen (y como consecuencia también el peso) de hormigón sin reducir de forma importante la rigidez de la placa, con lo que se conseguiría tanto una reducción de asientos como un ahorro económico.

Se analizan distintas condiciones de carga, geometría y características del terreno de apoyo, realizándose por último, un estudio comparativo de los resultados obtenidos por aplicación de programas de métodos numéricos, con los alcanzados en los ensayos realizados en un modelo a escala.

Se termina este trabajo exponiendo el **capítulo 14** las conclusiones a las que se ha llegado, así como una propuesta de posibles investigaciones a desarrollar en el futuro.

Como **anexos** a este trabajo, se incorporan al final, a título informativo, los resultados de las dos campañas de ensayos realizadas (recogidas como estudios geotécnicos) como documentación para la elaboración de los proyectos de reparaciones, tanto en el muro del castillo de Utrera, como en el campo de fútbol de Ubrique.





## **CAPÍTULO 2.**

### **ESTADO DEL CONOCIMIENTO**

#### **2.1. INTRODUCCIÓN.**

La incorporación de los sistemas constructivos con materiales poco usuales en el medio, productos transformados o métodos de ejecución diferentes a los de la construcción tradicional, nos han llevado a plantearnos como objetivo para el presente capítulo la descripción de diferentes aplicaciones y soluciones constructivas empleando EPS; su evolución y aplicación, así como las nuevas tendencias.

La enorme escasez de viviendas en Europa, de mano de obra especializada y materiales, como resultado de la segunda guerra mundial, motivó un cambio en la escala del desarrollo de sistemas constructivos [Bender, 1976], por sistemas más económicos y de fácil disponibilidad. Una variedad de materiales, no conocidos hasta entonces, junto a otros preexistentes, impulsaron una serie de innovaciones en la forma de construir. A raíz de esa nueva situación, va apareciendo una nueva tecnología de construcción con materiales sintéticos, que combinados con los tradicionales, proporcionan nuevas propiedades a los sistemas constructivos, más ligeros, fáciles de instalar y adaptables a las diferentes condiciones del medio: aislamiento térmico, acústico, resistencia al fuego, entre otros. Estos materiales se han modificado, y en algunos casos combinados con otros, para crear sistemas prefabricados compuestos, donde todos sus componentes aportan ventajas al beneficio del resultado final del sistema.

La promoción de nuevos materiales hizo una importante presión hacia el cambio, particularmente interesante en el momento en que los fabricantes trataban de encontrar aquellas peculiaridades más relevantes de su producto que lo hicieran más llamativo. Los materiales y sus modos de instalación, afrontaron en sus comienzos el rechazo de los usuarios debido aspectos culturales, a la necesidad de seguridad y estabilidad de materializaba en muros y elementos que se mostrasen sólidos y macizos. Lo liviano, representado en el medio generalmente por la manera, era considerado inversión de poca duración, dejando de lado todas las garantías y comodidades que pudiesen ofrecer los sistemas modernos de construcción.

Recientemente se ha introducido gran cantidad de laminados en la construcción, el más conocido es el contrachapado de manera, aunque también se utilizan la placas de yeso, aglomerado, tableros de madera de baja calidad, laminados plásticos y vinilos, con el objeto de acelerar el proceso constructivo, a estos nuevos materiales la mano de obra tradicional se ha adaptado rápidamente.

De acuerdo con Bender [1976], la introducción de los plásticos como un nuevo material en la industria de la construcción constituye un buen ejemplo de contribución por parte de la industria química, y refleja la forma en que pueden ser adaptados a la construcción procesos y materiales completamente nuevos.

Tras la presentación del PVC en 1936, no existe ya casi ningún elemento tradicional utilizado en construcción que no tenga su copia en plástico. La utilización del plástico no

encuentra generalmente obstáculos de carácter legal, no obstante, existen algunas excepciones. La resistencia al fuego de los elementos estructurales, sus problemas inherentes al humo y expansión de la llama, son factores que preocupan, así como sus resistencias a la corrosión y su variación dimensional con la temperatura. Sin embargo, constructores y usuarios están convencidos del valor de los plásticos, por consiguiente, el papel de éstos en la construcción es cada vez mayor.

El impulso necesario para la incorporación de nuevas técnicas de construcción procede básicamente de dos fuentes diferentes: el análisis de los sistemas constructivos tradicionales y las nuevas técnicas. Ahora bien, sintetizando ambas, se ofrece una amplia gama de posibilidades a la construcción, con procesos rápidos y de alta calidad para ser aplicados en el medio.

En 1930 el poliestireno fue sintetizado por primera vez a nivel industrial a partir del estireno producido del petróleo, en un proceso químico llamado polimerización, en el que las moléculas de estireno se juntan en cadenas y forman una sustancia sólida; aunque ya en 1831 fue aislado por primera vez el estireno, un líquido incoloro procedente de una corteza de árbol.

En la década de los 50, la sociedad alemana BASF desarrolló e inició la producción de un nuevo producto: el poliestireno expandido. Este producto empezó a comercializarse bajo la marca Styropor. Aquí nació el típico corcho blanco a base de bolas que familiarmente hemos nombrado porexpán y que ha servido igual para embalaje que para construcción o también para llenar de nieve nuestros belenes.

El Poliestireno Expandido o EPS es un material plástico espumado utilizado en varios sectores industriales y comerciales. Se ha introducido en el sector de la Construcción principalmente como aislamiento térmico y acústico, y en el campo del envase y embalaje para diferentes sectores de actividad.

Técnicamente se define como un “material plástico celular y rígido, fabricado a partir del moldeo de perlas preexpandidas de poliestireno expandible o uno de sus copolímeros que presenta una estructura celular cerrada y rellena de aire [ANAPE, 1992].

Familiarmente, el EPS también es conocido como porexpán o corcho blanco, y como telgopor en Sudamérica.

La valoración del material en sus usos viene provocada por las cualidades generales que lo definen:

- Ligereza.
- 100% Reciclable.
- Amortiguación de impactos.
- Resistencia al envejecimiento-durabilidad.
- Excelente aislamiento térmico y acústico.
- Versatilidad y facilidad de conformado.
- Resistencia a la humedad: casi no absorbe agua.
- Resistencia mecánica.
- Resistencia química.
- Carácter higiénico.

## **2.2. PROPIEDADES DEL EPS**

### **2.2.1. PROPIEDADES FÍSICAS.**

Las propiedades físicas del Poliestireno Expandido - EPS le hacen un producto idóneo para una gran variedad de aplicaciones.

En el caso de una de sus principales aplicaciones, el aislamiento térmico en la edificación, sus propiedades, ensayos y evaluación de la conformidad vienen definidos por la normativa europea UNE-EN 13163 [2009]; sin embargo, ya desde la propia normativa se le han ido reconociendo una gran variedad de aplicaciones en distintos campos, como es el caso de la UNE-EN 14933. [2008]: “Productos aislantes térmicos y de relleno ligero para aplicaciones en la ingeniería civil”.

#### **2.2.1.1. Resistencia Mecánica.**

La resistencia a los esfuerzos mecánicos de los productos de EPS se evalúa generalmente a través de las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión.
- Resistencia a la flexión.
- Resistencia a la tracción.
- Resistencia a la cizalladura o esfuerzo cortante.

#### **2.2.1.2. Resistencia a compresión a corto plazo ( $\sigma_{10}$ ).**

La curva de tensión/deformación del EPS tiene una forma especial. El límite elástico lineal (o límite de proporcionalidad) se encuentra para un valor de la deformación entre el 1 y el 1,5%, si la prueba para determinar la resistencia a la compresión se realiza de acuerdo con la norma UNE EN 826. La resistencia a la compresión, tal como se define en esta norma, se determina arbitrariamente como la presión a la cual se produce una deformación del 10% de la muestra sometida a ensayo. En la figura 1 se muestra la evolución de la relación tensión/deformación. En la segunda parte de la evolución, ya hay por tanto una tendencia elástica no lineal de la relación tensión/deformación.

Según la EN 826 se establecen clases de resistencia que van desde los 30 a 500 KPa (Clases  $C_{S(10)30}$  a  $C_{S(10)500}$  respectivamente)

Para la relación lineal entre la tensión de compresión actual y la densidad ( $\rho$ ), se utiliza la fórmula siguiente:

$$\sigma_{(10)} = 8,82 \cdot \rho - 61,7 \text{ (KPa)} \quad [2.1]$$

donde  $\rho$  está expresada en  $\text{kg/m}^3$ .

Por tanto, la resistencia máxima a la compresión a corto plazo que se puede conseguir es sustancialmente mayor. Sin embargo, respetaremos los valores de la tabla 2.1 como una propiedad y también como un requisito. Suponiendo que el EPS se utiliza en el sector de la in

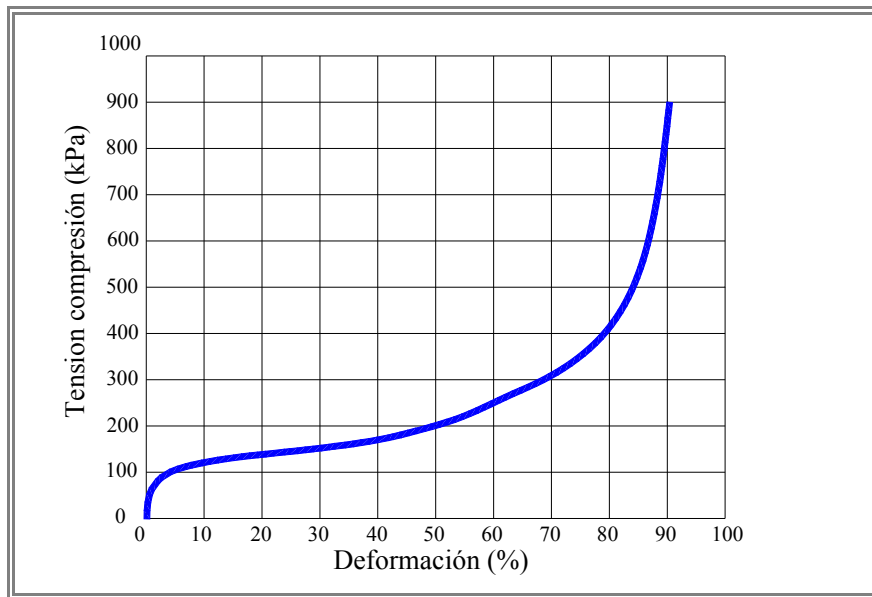


Figura 2.1. Relación tensión – deformación en el EPS (EPS 20).

ingeniería civil de tal manera que la máxima deformación alcanza un valor del 1%, la relación para el módulo de elasticidad tangencial a corto plazo tal como se indica en la figura 2.2 es válido.

Expresado en una fórmula esto se traduce en

$$E_t = 0,045 \rho - 3 \text{ (MPa)}. \quad [2.2.]$$

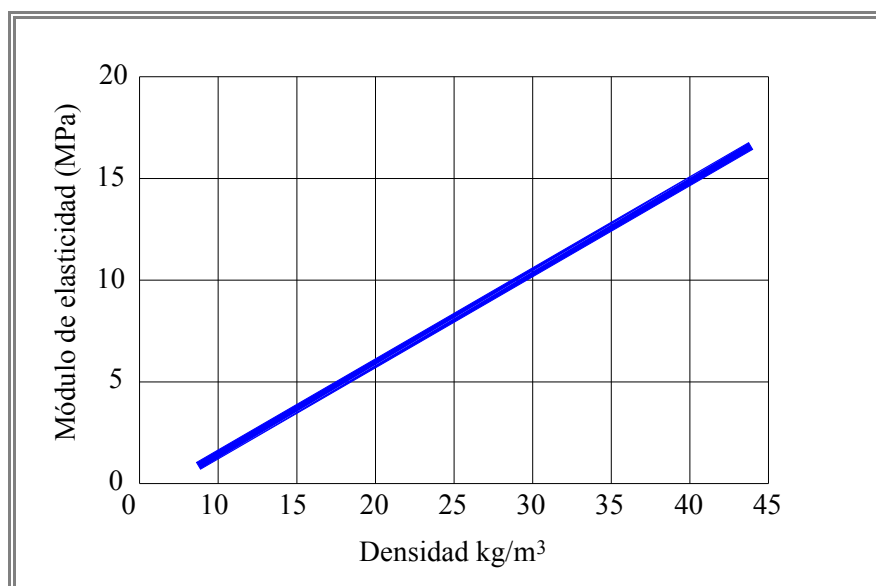


Figura 2.2. Relación Módulo de Elasticidad – Densidad. (Stybenex, 1985)

La tercera sección de la evolución está formada por un comportamiento de refuerzo, como consecuencia de comprimir la estructura de las perlas hasta conseguir una deformación

aproximada del 25% utilizando EPS-15 y del 50% utilizando EPS-35. Por encima de estos valores, para una deformación aproximada del 70%, se produce una fractura unidimensional.

Resistencia a la compresión (kPa)	Tipos de EPS					
	15	20	25	30	35	40
$\sigma_{10\%}$ a corto plazo	80	120	170	210	260	300

Tabla 2.1. Resistencia a compresión a corto plazo del EPS

Módulo de elasticidad (kPa)	Tipos de EPS					
	15	20	25	30	35	40
$E_t$	4.000	6.000	8.000	10.000	12.000	14.000

Tabla 2.2. Módulo de Elasticidad del EPS

Para cada tipo de materia prima, la densidad del material guarda una estrecha correlación con las propiedades de resistencia mecánica. El gráfico presentado a continuación (Figura 2.3) muestra los valores alcanzados por la resistencia a compresión en función de la densidad de los materiales de EPS.

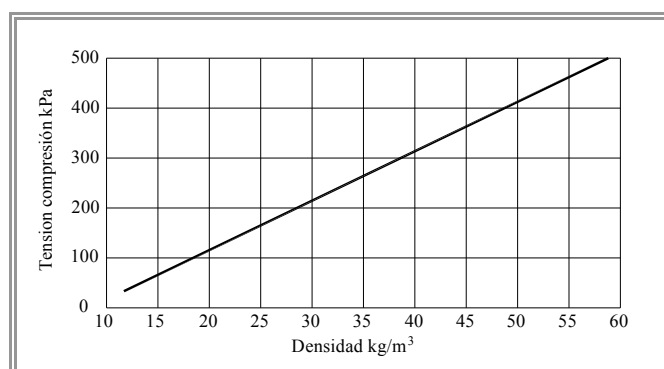


Figura 2.3. Relación entre la densidad y la resistencia a compresión en EPS. (UNE-EN 13163)

En cuanto a la resistencia a la flexión, los valores mínimos exigidos en la ASTM D6817 confirman que ésta toma valores en torno a un 75% superior a la de compresión ( $\sigma_{10}$ ).

### 2.2.1.3. Resistencia a la compresión a largo plazo.

La resistencia a la compresión a largo plazo es el nivel admisible de carga continua durante 50 años, con objeto de limitar efectos de fluencia indeseables. Sobre la base de los efectos de fluencia/relajación, la resistencia a la compresión a largo plazo del EPS se establece en la cuarta parte aproximadamente de la resistencia a la compresión a corto plazo (tabla 2.3).

Hay que señalar que la relación entre los resultados de ensayo de tensión de compresión al 10% de deformación y el comportamiento a compresión a largo plazo es bien conocida y está bien descrita en el apartado D.2 de la EN 13163. Los productos de EPS tienen una deformación por fluencia de compresión del 2% o menos después de 50 años, mientras estén sometidos a una tensión permanente de compresión de  $0,30\sigma_{10}$  (es decir, para una tensión de compresión  $C_{S(10)100}$ , la fluencia por compresión será igual o menor del 2% para una compresión permanente de 30 KPa durante 50 años).

Resistencia a la compresión a largo plazo	Tipos de EPS					
	15	20	25	30	35	40
$\sigma$ largo plazo	20	30	40	50	60	70

Tabla 2.3. Resistencia a compresión a largo plazo.

#### 2.2.1.4. Contracción transversal.

El coeficiente de contracción transversal (coeficiente de Poisson) del EPS es pequeño y se especifica como valor cero en algunos países. Para ser suficientemente conservador se recomienda adoptar un valor  $\nu = 0,1$ . Este valor es aplicable en la zona de deformación elástica y por encima de esta zona disminuye muy rápidamente [Duskov, M., 1994].

#### 2.2.1.5. Aislamiento térmico.

Los productos y materiales de poliestireno expandido - EPS presentan una excelente capacidad de aislamiento térmico frente al calor y al frío. De hecho, muchas de sus aplicaciones están directamente relacionadas con esta propiedad: por ejemplo, cuando se utiliza como material aislante de los diferentes cerramientos de los edificios o en el campo del envase y embalaje de alimentos frescos y perecederos.

Esta buena capacidad de aislamiento térmico se debe a la propia estructura del material, que esencialmente consiste en aire ocluido dentro de una estructura celular conformada por el poliestireno. Aproximadamente un 98% del volumen del material es aire y únicamente un 2% materia sólida (poliestireno).

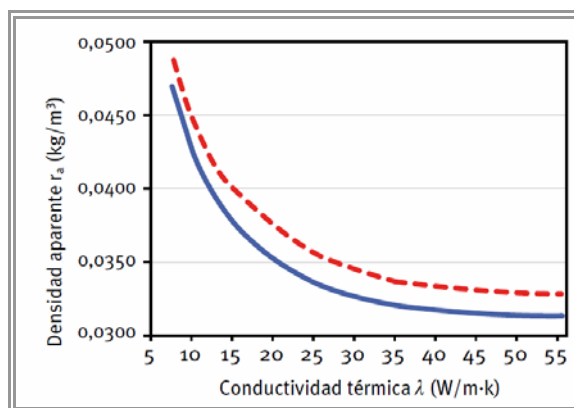


Figura 2.4. Relación densidad – conductividad térmica. (IDEA, 2008)

La capacidad de aislamiento térmico de un material está definida por su coeficiente de conductividad térmica  $\lambda$ , que en el caso de los productos de EPS varía, al igual que las propiedades mecánicas, con la densidad aparente (Figura 2.4).

Existen nuevos desarrollos de materia prima que aportan a los productos transformados coeficientes de conductividad térmica considerablemente inferiores a los obtenidos por las materias primas estándar.

#### 2.2.1.6. Densidad

Los productos fabricados con poliestireno expandido - EPS se caracterizan por ser extraordinariamente ligeros aunque resistentes. Por lo tanto, su densidad es baja (generalmente entre 0,10 kN/m<sup>3</sup> y 0,30 kN/m<sup>3</sup>).

En la antigua normativa por la que se regían los productos de Poliestireno Expandido, la densidad era el factor clave que definía los diferentes tipos de material existentes. Es decir, una densidad dada definía el resto de sus propiedades de una manera fija. Sin embargo, los nuevos desarrollos en el campo de las materias primas han permitido obtener diferentes propiedades del producto (absorción de agua, resistencia mecánica, drenaje) con distintas densidades. Este tipo de productos quedaría fuera de la antigua normativa pero la nueva norma UNE-EN 13163 de 2009 ha resuelto este problema eliminando la densidad como una propiedad que defina a los productos de poliestireno expandido.

#### 2.2.1.7. Comportamiento frente al agua y vapor de agua

El poliestireno expandido no es higroscópico, a diferencia de lo que sucede con otros materiales del sector del aislamiento y embalaje. Incluso sumergiendo el material completamente en agua los niveles de absorción son mínimos, con valores oscilando entre el 1% y el 3% en volumen (ensayo por inmersión después de 28 días). Nuevos desarrollos en las materias primas han dado como resultado productos con niveles de absorción de agua aún más bajos.

Nivel de acuerdo a EN 13163	Contenido práctico de agua $W_p$ vol %	
	Drenado	No drenado
WL(T)5	≤ 2,5	≤ 5,0
WL(T)3	≤ 1,5	≤ 3,0
WL(T)2	≤ 1,0	≤ 2,0
WL(T)1	≤ 0,5	≤ 1,0

Tabla 2.4. Absorción de agua. (UMPESP, 2003)

Al contrario de lo que sucede con el agua en estado líquido, el vapor de agua sí puede difundirse en el interior de la estructura celular del EPS, cuando entre ambos lados del material se establece un gradiente de presiones y temperaturas.

Para determinar la resistencia a la difusión del vapor de agua se utiliza el factor adimensional  $\mu$  que indica cuántas veces es mayor la resistencia a la difusión del vapor de agua de un material con respecto a una capa de aire de igual espesor. Para los productos de

EPS el factor  $\mu$ , en función de la densidad, oscila entre el intervalo  $\mu = 20$  a  $\mu = 100$ . Como referencia, la fibra de vidrio tiene un valor  $\mu = 1$  y el poliestireno extruido  $\mu = 150$ .

#### **2.2.1.8. Estabilidad dimensional – UNE-EN 1603.**

Los productos de EPS, como todos los materiales, están sometidos a variaciones dimensionales debidas a la influencia térmica. Estas variaciones se evalúan a través del coeficiente de dilatación térmica que, para los productos de EPS, es independiente de la densidad y se sitúa en valores que oscilan en el intervalo  $5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ , es decir entre 0,05 y 0,07 mm. por metro de longitud y grado Kelvin.

A modo de ejemplo, una plancha de aislamiento térmico de poliestireno expandido de 2 metros de longitud y sometida a un salto térmico de 20° C experimentará una variación en su longitud de 2 a 2,8 mm.

#### **2.2.1.9. Estabilidad frente a la temperatura.**

Además de los fenómenos de cambios dimensionales por efecto de la variación de temperatura descritos anteriormente, el poliestireno expandido puede sufrir variaciones o alteraciones por efecto de la acción térmica.

El rango de temperaturas en el que este material puede utilizarse con total seguridad sin que sus propiedades se vean afectadas no tiene limitación alguna por el extremo inferior (excepto las variaciones dimensionales por contracción). Con respecto al extremo superior, el límite de temperaturas de uso se sitúa alrededor de los 100 °C para acciones de corta duración, y alrededor de los 80°C para acciones continuadas y con el material sometido a una presión de 20 KPa. En este sentido, por tanto, el EPS es totalmente adecuado para su uso en geotecnia.

#### **2.2.1.10. Comportamiento frente a factores atmosféricos.**

La radiación ultravioleta es prácticamente la única que reviste importancia. Bajo la acción prolongada de la luz UV, la superficie del EPS amarillea y se vuelve frágil, de manera que la lluvia y el viento logran erosionarla. Dichos efectos pueden evitarse con medidas sencillas; en las aplicaciones de construcción con pinturas, revestimientos y recubrimientos.

Debido a que estos efectos sólo se muestran tras la exposición prolongada a la radiación UV, en general, en su uso en edificación u obras de geotecnia este aspecto no presenta inconveniente alguno.

### **2.3. DURABILIDAD.**

La durabilidad es un problema importante para todos los materiales poliméricos, incluyendo los materiales geosintéticos en general, cuando se requieren largos periodos de vida útil. Las características de durabilidad dependen, en gran medida, del tipo de polímero y su formulación específica, así como del entorno al que esté expuesto.



Todos los materiales, incluidos los polímeros, se degradan con el tiempo. Varios mecanismos de degradación que afectan a los materiales poliméricos pueden actuar de manera aislada o simultánea [Sarsby, W., 2007]. Estos son los siguientes:

1. Radiación ultravioleta (UV). La degradación de la luz se produce sólo cuando el poliestireno se expone a la luz UV. Su intensidad varía dependiendo de la ubicación, el ambiente y la época del año.
2. La degradación química que puede ir desde la acción del agua (menos agresivo) a disolventes orgánicos (más agresivo).
3. Degradación por hidrólisis. Técnicamente, la hidrólisis es una reacción con agua. Eso es lo que sucede cuando los ésteres se hidrolizan mediante soluciones acuosas con diversos valores de pH.
4. La expansión como resultado de la absorción de líquidos.
5. Degradación por medio de calor, presión, difusión, dispersión o convección.
6. Exfoliación por división o separación en capas.
7. La degradación por oxidación.
8. La degradación biológica.
9. La temperatura elevada es una variable que permite para todos los mecanismos mencionados anteriormente. Cuanto mayor sea la temperatura, más rápida es la degradación.
10. tensiones aplicadas son un factor de complicación que es sitio específico y debe ser modelada adecuadamente en el proceso de incubación.
11. La absorción de agua, aún cuando es potencialmente baja (entre un 1% y 3% del volumen), puede venir seguida de posteriores heladas que provocan pequeñas fisuras que hacen perder parte de las propiedades del material.

### **2.3.1. DURABILIDAD FRENTE AGENTES QUÍMICOS.**

La reacción a los productos químicos probablemente se ha estudiado más que cualquier otro mecanismo de degradación. La mayor parte del trabajo es de laboratorio, orientado a través de pruebas de inmersión.

Cuando los disolventes penetran en los polímeros, comienzan a romper la interacción entre las cadenas de polímero, con un aumento de la distancia entre ellos y, en consecuencia, con la reducción de su atracción, lo que aumenta su movilidad. Esto normalmente conduce a un hinchamiento y ablandamiento del material, lo abre el paso a un nuevo ataque, siendo a menudo la primera etapa de la degradación posterior. Si embargo, el efecto es a menudo reversible cuando se retira el líquido.

El poliestireno expandido es estable frente a muchos productos químicos, pero si se utilizan adhesivos, pinturas disolventes y vapores concentrados de estos productos, hay que esperar un ataque de estas sustancias. En la siguiente tabla (tabla 2.5) se detalla más acerca de la estabilidad química del EPS.

Una índice de la durabilidad de los materiales geosintéticos es el aumento de volumen que se produce debido a la absorción de un líquido. Debe hacerse hincapié en que esto no significa necesariamente la degradación del material. Es, sin embargo, un punto desencadenante y por lo general da lugar a cambios en las propiedades físicas y mecánicas. Algunos valores típicos de geosintéticos comúnmente utilizados son los siguientes [Haxo et al., 1985].

- Polietileno, insignificante.
- Polipropileno, insignificante.
- PVC, 3-4%.
- Poliéster, 0,5-1%.
- Poliamida, 0,5-1%.
- Poliestireno (expandido o extrusionado), 0,2-0,7%.

SUSTANCIA ACTIVA	ESTABILIDAD
Solución salina (agua de mar)	Estable: el EPS no se destruye con una acción prolongada
Jabones y soluciones de tensoactivos	Estable: el EPS no se destruye con una acción prolongada
Lejías	Estable: el EPS no se destruye con una acción prolongada
Ácidos diluidos	Estable: el EPS no se destruye con una acción prolongada
Acido clorhídrico (al 35%), ácido nítrico (al 50%)	Estable: el EPS no se destruye con una acción prolongada
Ácidos concentrados (sin agua) al 100%	No estable: El EPS se contrae o se disuelve
Soluciones alcalinas	Estable: el EPS no se destruye con una acción prolongada
Disolventes orgánicos (acetona, esteres,...)	No estable: El EPS se contrae o se disuelve
Hidrocarburos alifáticos saturados	No estable: El EPS se contrae o se disuelve
Aceites de parafina, vaselina	Relativamente estable: en una acción prolongada, el EPS puede contraerse o ser atacada su superficie
Aceite de diesel	No estable: El EPS se contrae o se disuelve
Carburantes	No estable: El EPS se contrae o se disuelve
Alcoholes (metanol, etanol)	Estable: el EPS no se destruye con una acción prolongada
Aceites de silicona	Relativamente estable: en una acción prolongada, el EPS puede contraerse o ser atacada su superficie

Tabla 2.5. Compatibilidad química del EPS. (ANAPE)

### 2.3.2. DURABILIDAD FRENTE A AGENTES BIOLÓGICOS.

El poliestireno expandido no constituye sustrato nutritivo alguno para los microorganismos. Es imputrescible, no enmohece y no se descompone. No obstante, en presencia de mucha suciedad el EPS puede hacer de portador de microorganismos, sin participar en el proceso biológico. Tampoco se ve atacado por las bacterias del suelo.

Los productos de EPS cumplen con las exigencias sanitarias y de seguridad e higiene establecidas, con lo que pueden utilizarse con total seguridad en la fabricación de artículos de embalaje destinados al contacto alimenticio.

El EPS no tiene ninguna influencia medioambiental perjudicial, no es peligroso para las aguas. Se puede adjuntar a los residuos domésticos (aunque esto no sea lo más adecuado, dada su facilidad de reciclado) o bien ser incinerados.

En cuanto al efecto de la temperatura, mantiene las dimensiones estables hasta los 85°C. No se produce descomposición ni formación de gases nocivos.

### **2.3.3. COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO.**

Como la mayoría de los materiales orgánicos, la espuma de poliestireno es combustible. Sin embargo, en la práctica, su comportamiento frente al fuego depende de las condiciones bajo las que se use, así como de las propiedades inherentes del material. Las propiedades inherentes dependen de si la espuma está hecha o no de material retardante al fuego. La mayoría de los productos de EPS han sido fabricados durante décadas en calidad retardante al fuego. Esta se consigue añadiendo al material una cantidad muy pequeña (<1%) de un agente retardador del fuego. El retardador polimeriza en la estructura molecular y es insoluble en agua, lo que asegura que no hay desprendimientos desde el material al medioambiente. Las investigaciones muestran que las propiedades de retado del fuego permanecen durante décadas [APME, 1999].

El agente de expansión se volatiliza progresivamente en el proceso de transformación. El 10 % residual requiere de una fase de almacenamiento durante un tiempo, función de las especificaciones del producto: dimensiones, densidad, etc. En caso de manipulación de productos sin esta fase de almacenamiento, se tomarán medidas de prevención contra incendios.

Al ser expuestos a temperaturas superiores a 100°C, los productos de EPS empiezan a reblandecerse lentamente y se contraen; si aumenta la temperatura se funden. Si continua expuesto al calor durante un cierto tiempo el material fundido emite productos de descomposición gaseosos inflamables, es por ello, que sea práctica generalizada en edificación el empleo, no ya del material estándar, ni con la inclusión de agentes retardadores del fuego. A este respecto se adjunta la tabla nº 1 con la composición de dichos gases. En ausencia de un foco de ignición los productos de descomposición térmica no se inflaman hasta alcanzar temperaturas del orden de los 400 - 500 °C.

Tradicionalmente se ha aplicado la norma de clasificación de Reacción al Fuego - UNE-23727 para los aislantes térmicos empleados en edificación. Dicha clasificación establecía la diferencia entre los diferentes grados de poliestireno expandido-EPS del siguiente modo:

- Grado estándar: M4
- Grado Ignifugado: M1

A partir de la aplicación de la norma europea armonizada (UNE-EN 13163) para cumplir con las exigencias del Mercado CE, obligatorio para los aislantes térmicos, éstos están sujetos a una norma europea armonizada de clasificación de reacción al fuego UNE-EN-13501-1 y a unas clases de reacción al fuego conocidas como Euroclases.

Recientes estudios llevados a cabo por EUMEPS [2003] (Asociación europea de fabricantes de EPS) han confirmado el excelente comportamiento del EPS en construcción. Los ensayos según UNE-EN 13501-1 para elementos comunes de EPS cubierto de yeso, mortero y acero resultaron con una clasificación B-s<sub>1</sub>d<sub>0</sub>. La parte de humos de esta clasificación, el s<sub>1</sub>, es la mejor clasificación posible para una construcción, lo que significa que hay muy poca o ninguna contribución a la producción de humo.

Un material tratado con agentes ignifugantes (autoextinguible) se contrae si se expone a una llama. Sólo empezará a arder si la exposición se prolonga; a una velocidad de propagación muy baja, las llamas se propagan sólo en la superficie del material.

Para calibrar las diferentes situaciones de riesgo que comporta el empleo de EPS, deben tenerse en cuenta factores derivados de su contenido, su forma y su entorno. El comportamiento al fuego de los materiales de EPS puede modificarse aplicando recubrimientos y revestimientos. Comparando diferentes materiales de aislamiento, Prager [2001] demostró que hay poca diferencia en la contribución a la carga de fuego en cuanto a los diferentes materiales de aislamiento si se comparan a un mismo valor de aislamiento.

La contribución del EPS a la producción de humo y gases tóxicos depende de la cantidad de material de aislamiento disponible y de la densidad del material. La importancia relativa de esta contribución viene determinada por la participación del EPS en la carga de fuego total. Como se ha mencionado previamente, la contribución del EPS y otros materiales de aislamiento en la carga de fuego total generalmente es muy poca, es decir, alrededor del 3% en el caso de estudio de un almacén [A.S.P.O. 2001]. Además el aislamiento de EPS está normalmente cubierto por un material de acabado superficial como yeso, mortero, ladrillo, madera o acero que protege al EPS durante la primera fase del incendio. Inicialmente, la superficie de la construcción se calienta tras el inicio del fuego. Posteriormente, el calor fluye a través de la construcción. Si el calor penetra en el EPS dentro de la construcción, el material no arde pero se comprime por el calor y finalmente se funde. Solo si el material de la superficie se quema completamente y el EPS fundido se expone a la llamas, entonces el EPS contribuirá al fuego y producirá humos y gases de combustión. Normalmente el fuego consume solo una parte del material de EPS fundido dejando el resto como una resina solidificada tras el incendio.

La toxicidad del humo de la combustión del EPS fue investigada por Zorgman [1980]. Los resultados probaron que el EPS produce considerablemente menos humos tóxicos que los materiales naturales como madera, lana o corcho. El EPS es un hidrocarburo puro que se descompone en última instancia en CO, CO<sub>2</sub> y H<sub>2</sub>O.

## **2.4. FABRICACIÓN DEL EPS.**

La fabricación del material se realiza partiendo de compuestos de poliestireno en forma de perlitas que contienen un agente expansor. Después de una pre-expansión inicial, las perlitas se mantienen en silos de reposo y posteriormente son conducidas hacia máquinas de moldeo. Dentro de dichas máquinas se aplica energía térmica para que el agente expansor que contienen las perlitas se caliente y éstas aumenten su volumen, a la vez que el polímero se plastifica. Durante dicho proceso, el material se adapta a la forma de los moldes que lo contienen. En construcción lo habitual es comercializarlo en planchas de distintos grosores y densidades.

El proceso de transformación de la materia prima (poliestireno expandible) en artículos acabados de poliestireno expandido transcurre fundamentalmente en tres etapas:

### 1ª ETAPA: PREEXPANSIÓN.

Por preexpansión se entiende el reblandecimiento de las partículas de materia prima por efecto del calor y el subsiguiente hinchamiento de estas partículas derivado del aumento de volumen del agente de expansión (pentano).

Para este proceso, la materia prima se calienta en unas instalaciones especiales denominadas preexpansores, con vapor de agua a temperaturas situadas entre aprox. 80 y 110°C. Los preexpansores pueden ser continuos (alimentación de materia prima y vapor de forma ininterrumpida) o discontinuos (cerrados y con dosificación definida de materia prima). En función de la temperatura y del tiempo de exposición la densidad aparente del material disminuye de unos 630 kg/m<sup>3</sup> a densidades que oscilan, normalmente, entre los 10 - 30 kg/m<sup>3</sup>.

En el proceso de preexpansión, las perlas compactas de la materia prima se convierten en perlas de plástico celular con pequeñas celdillas cerradas que contienen aire en su interior. El proceso de preexpansión puede proseguir una vez transcurrido un determinado periodo de reposo intermedio cuando se desea obtener una densidad aparente menor y no es viable conseguirlo en una única pre-expansión.

En la instalación de secado denominada “Lecho fluidizado”, que se instala a la salida del preexpansor y donde se secan las perlas dentro de una corriente de aire ascendente consiguiéndose una estabilización mecánica de las mismas que resulta muy conveniente antes del transporte neumático a los silos de reposo intermedio.



Figura 2.5. Aumento de volumen del EPS preexpandido

### 2ª ETAPA: REPOSO INTERMEDIO Y ESTABILIZACIÓN

Al enfriarse las partículas recién expandidas se crea un vacío interior que es preciso compensar con la penetración de aire por difusión. De este modo las perlas alcanzan una mayor estabilidad mecánica y mejoran su capacidad de expansión, lo que resulta ventajoso para la siguiente etapa de transformación. Este proceso se desarrolla durante el reposo

intermedio del material preexpandido en silos ventilados. Durante el reposo intermedio se desarrollan simultáneamente varios procesos:

a) Se difunde aire al interior de las celdillas a través de sus membranas consiguiendo la estabilidad mecánica de las partículas.

b) Se emite humedad a la atmósfera mejorándose el transporte de las perlas y el llenado de moldes complicados.

c) Se elimina por difusión el exceso de agente de expansión reduciéndolo a las cantidades estrictamente necesarias para la siguiente etapa.

### **3ª ETAPA: EXPANSIÓN Y MOLDEO FINAL**

En esta etapa las perlas preexpandidas y estabilizadas se transportan a unos moldes donde nuevamente se les comunica vapor de agua y las perlas, a través de una nueva expansión se sueldan entre sí formándose una estructura poliédrica. De esta forma se pueden obtener grandes bloques ( que posteriormente se mecanizan en las formas deseadas como planchas, bovedillas, cilindros, etc..) o productos conformados con su acabado definitivo mediante moldeo.

## **2.5. RECICLADO DEL EPS. EL EPS Y EL MEDIO AMBIENTE.**

Además de las características que hacen del porexpán un producto apetecible y versátil en multitud de mercados, hoy en día se está imponiendo el concepto de Desarrollo Sostenible, donde tomar en cuenta los factores medioambientales ligados a un determinado producto, proceso o actividad se hace imprescindible.

Históricamente, en general, sobre los plásticos ha recaído gran culpa de los males medioambientales que sufre nuestro planeta. Particularmente y por ende, sobre el EPS se han vertido falsas imputaciones, basadas en la falta de fundamentos y desinformación. El EPS es un material con un impacto medioambiental moderado, además de ser fácilmente reciclable para muy diversas aplicaciones. Una de las posibilidades que existen es la de volver a utilizarlo en la producción de poliestireno expandido. Existen además otras posibilidades, como por ejemplo en la construcción, como componente de hormigón aligerado, en relleno de terrenos, etc.

Respecto al Medio Ambiente y las Energías (Protección y Ahorro, respectivamente), el poliestireno expandido, siendo un material muy efectivo como aislamiento térmico, puede desempeñar un papel en la reducción de las emisiones de dióxido de carbono en la atmósfera, haciendo una contribución muy positiva para la disminución del calentamiento global. En su fabricación no se utilizan CFCs o HCFCs como agentes de espumado, de modo que el EPS no causa ningún daño a la capa de ozono.

La energía utilizada para su fabricación (energía organizada) se recupera en seis meses por medio de la energía ahorrada en los edificios en los que se instala.

Durante toda la vida útil restante de un edificio, el EPS reduce sus requisitos de energía, exigiendo por tanto menos combustión de combustibles fósiles, lo que da lugar a que se genere una menor cantidad de CO<sub>2</sub>. Al final de su vida útil, se puede reciclar o bien puede recuperarse la energía térmica contenida en él mediante su incineración en plantas energéticas o de eliminación de residuos con un diseño adecuado, para la calefacción local o para la generación de electricidad. El EPS puede, por tanto, realizar una contribución positiva al medio ambiente global.

En base a ello, se redactó el Decálogo medioambiental del EPS, que podemos utilizarlo como alegato en defensa frente a otros materiales, en virtud de las bondades que representan sus utilidades, sobre todo en el campo de la Construcción.

1. El EPS es 100% reciclable y existen numerosas aplicaciones para los materiales recuperados.
2. La fabricación y utilización del EPS no supone ningún riesgo para la salud de las personas ni para el medio ambiente.
3. El EPS no daña la capa de ozono al no utilizar, ni haber utilizado nunca, en sus procesos de fabricación gases de la familia de los CFCs, HCFCs, ni ningún otro compuesto organoclorado.
4. El proceso de transformación consume poca energía y no genera residuos.
5. La utilización del EPS como aislamiento térmico en la construcción supone un ahorro importantísimo de energía en la climatización de edificios y una drástica disminución de emisiones contaminantes (CO<sub>2</sub> y SO<sub>2</sub>), contribuyendo de esta forma a paliar el "Efecto Invernadero" y la "Lluvia Ácida".
6. Los envases / embalajes de EPS, dadas sus prestaciones, además de proporcionar una protección integral a los productos envasados, ahorran combustible en el transporte porque es un material muy ligero.
7. Los envases / embalajes de EPS pueden estar en contacto directo con los alimentos, puesto que cumplen todas las normativas sanitarias vigentes a nivel nacional e internacional. Además, el EPS no actúa como soporte de cultivos de hongos y bacterias.
8. El EPS representa una parte muy pequeña de los residuos sólidos urbanos que se producen (en particular, en España esta cifra es del 0,1%). La incidencia del EPS en el conjunto de los residuos que genera nuestra sociedad es mínima.
9. Los productos de EPS encierran un alto potencial calorífico (1 kg. de EPS equivale a 1,3 litros de combustible líquido), lo que le convierte en un material idóneo para la recuperación energética.
10. Por ser insoluble en agua, el EPS no emite sustancias hidrosolubles que puedan contaminar las aguas subterráneas.

Hay que tener en cuenta que sólo el 4% del petróleo que se utiliza a nivel mundial se destina a la producción de materiales plásticos, y dentro del conjunto de materiales plásticos, el EPS representa un 2,5% del total, frente a un 93% dedicado a transporte (gasolinas) y calefacción. Se deduce de esto, que sólo el 1% del petróleo se destina a la fabricación de EPS.

## **2.6. PRODUCTOS Y USOS DERIVADOS DEL EPS.**

### **2.6.1. APLICACIONES EN EDIFICACIÓN.**

Como aplicaciones más usuales en edificación nos encontramos con: soleras, suelos, muros enterrados, forjados, cerramientos y cubiertas. Todo ello debido a las características técnicas que se derivan del producto, y que entre otras destacamos:

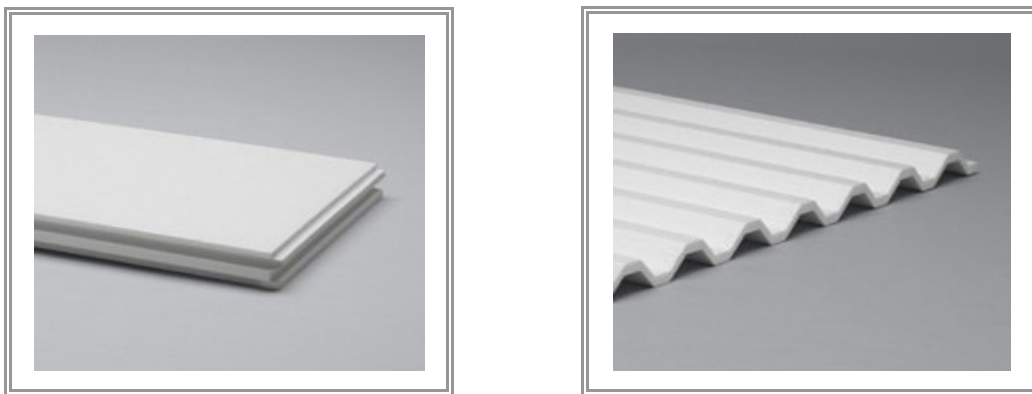


Figura 2.6. Alternativas en el uso del EPS: piezas moldeadas



Figura 2.7. Alternativas en el uso del EPS: piezas mecanizadas

- Reducción del peso en forjados; hay una clara disminución de peso en el conjunto de la estructura, en torno al 15% del peso total en forjados unidireccionales y sobre un 13% en forjados reticulares.
- Aislamiento térmico: esto se consigue entre plantas, con reducciones mínimas de un 60% en el coeficiente de transmisión.



- Protección a las heladas, permitiendo el fraguado del hormigón a temperaturas extremas.
- Conservación de la relación agua/cemento: éste factor, al igual que el anterior, mejora el correcto fraguado del hormigón y su resistencia posterior.
- Eliminación de pérdidas de hormigón: en los bloques convencionales huecos, se producen pérdidas debido a piezas defectuosas y a las numerosas juntas. Los bloques de porexpán evitan este problema.
- Rapidez en la descarga de camiones. Esta ventaja es aún más importante en obras que se realizan en zonas congestionadas.
- Facilidad de apilado y manejo. Un operario transporta perfectamente seis bloques a la vez, es decir, seis metros cuadrados de forjado.
- Ahorro en la mano de obra: las estadísticas de obras realizadas, nos demuestran un incremento del rendimiento en la colocación de los bloques del orden del 300%.
- Eliminación de roturas, que representan en piezas de cerámica y hormigón entre un 5% y un 10%.

Frente a estas ventajas podríamos también señalar algunos de los inconvenientes del material:

- No aportan resistencia en los forjados.
- Dificultad de montaje en días con viento.
- Deficiente adherencia a los morteros (aunque se mejora con un puente de adherencia, una mezcla hidráulica a base de cemento, aditivos y áridos seleccionados).
- Aunque el material utilizado en construcción es autoextinguible, tiene la desventaja frente a otros de que no aporta ventajas en la reacción al fuego de los elementos.

#### **2.6.1.1. Aislamiento de Soleras en contacto con el terreno.**

Esta solución de aislamiento tiene como finalidad minimizar las pérdidas de calor a través del suelo. Se colocan las planchas de EPS bajo el pavimento y sobre el terreno. El producto empleado para esta aplicación es la plancha mecanizada lisa. Están fabricadas con poliestireno expandido, y además, están especialmente indicadas para el aislamiento térmico de paramentos verticales y horizontales. Las dimensiones estándar son 2000 x 1000 mm.

Entre las ventajas que ofrecen las planchas para solera, se pueden destacar:

- Bajo peso
- Fácil manipulación
- Buena conductividad térmica

### 2.6.1.2. Suelos radiantes.

La calefacción con suelo radiante está compuesta por un sistema de conducción de calor y un medio aislante; en este caso placas de EPS adaptadas a la solución constructiva. Se pueden utilizar placas moldeadas adaptadas y fijadas con films de plástico, actuando éste como barrera de vapor y aumentando la resistencia mecánica (figuras 2.8 y 2.9).

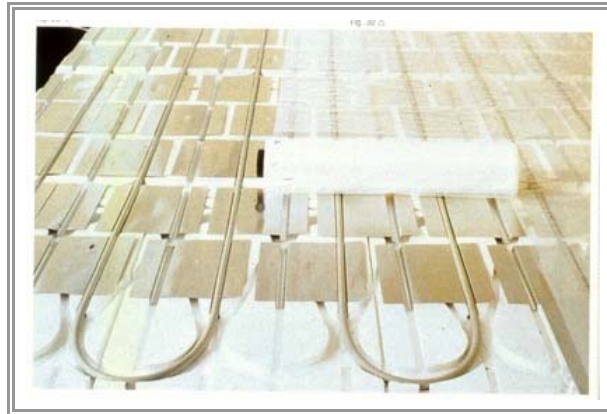


Figura 2.8. Montaje de suelo radiante. (ANAPE)

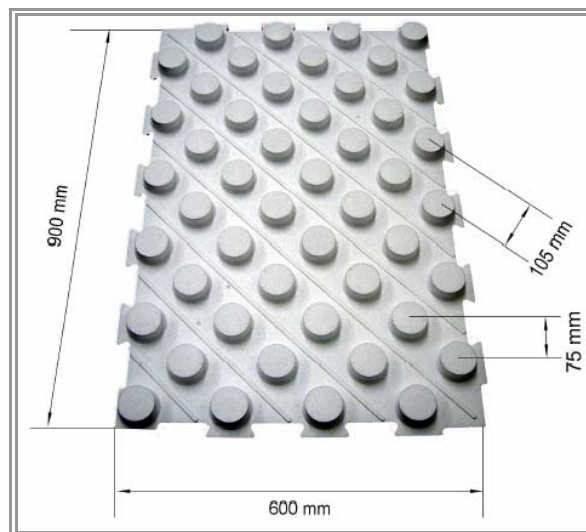


Figura 2.9. Paneles moldeados para suelo radiante. (EMPOLIME)

### 2.6.1.3. Aislamiento para ruidos aéreo.

A partir de forjados convencionales o realizados con bovedillas de EPS se disponen planchas de EPS elastificado, que actuará como amortiguador del ruido de impacto en los forjados; colocando una capa auxiliar formada por un film de polietileno de 150 micras de espesor sobre los paneles (figura 2.10).

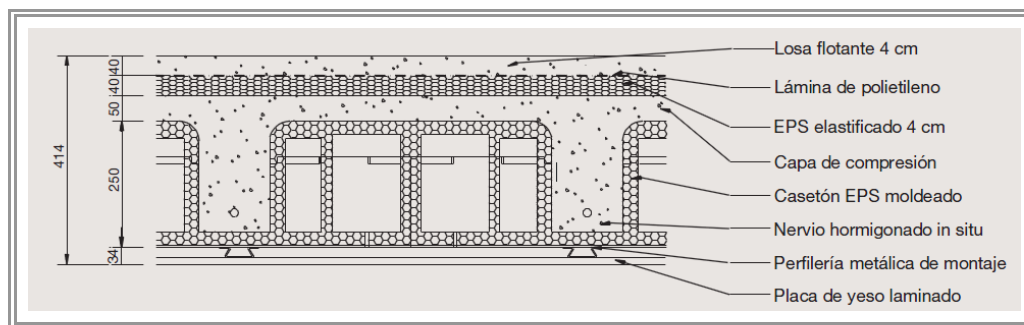


Figura 2.10. Solución de aislamiento acústico aplicado en forjado con piezas aligerantes de EPS

#### 2.6.1.4 Aislante bajo pavimento.

Las planchas de EPS se colocan sobre el forjado y debajo del pavimento. Tiene la finalidad de minimizar las pérdidas de calor a través de los suelos en locales no calefactados. Se utilizarán formas de panel moldeado aislante con encajes perimetrales que permitan aislar superficies sin aparición de puentes térmicos, evitando así las fugas de frío o calor. La fijación a los soportes se realizará con pellada de mortero adhesivo o taco de plástico.

Existen en el mercado productos que ofrecen la posibilidad de enlucir directamente sobre el EPS.

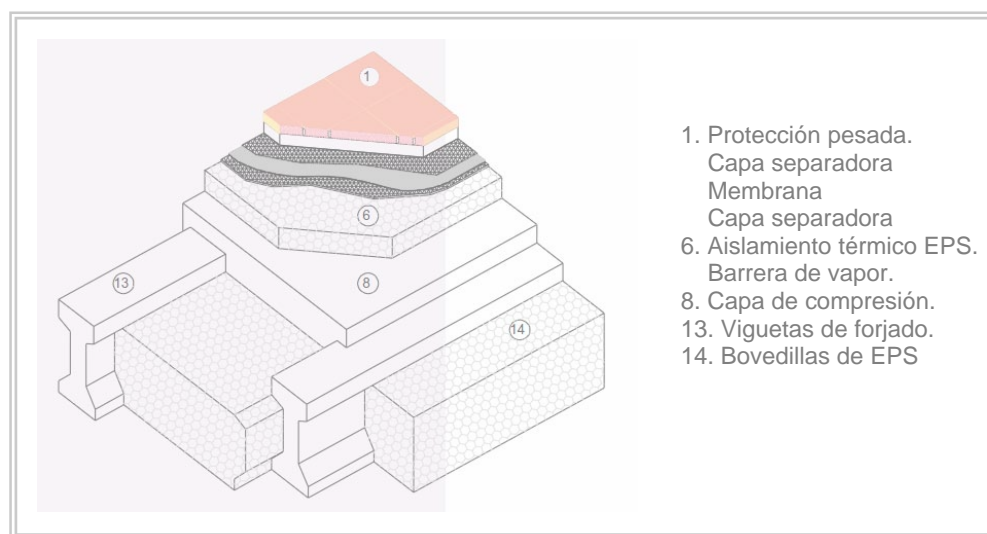


Figura 2.11. Solución esquemática de aislamiento térmico mediante EPS. (ANAPE)

Esta solución tiene, en principio, la desventaja de los puentes térmicos por las viguetas (al igual que sucedería con bovedillas de hormigón). Sin embargo, existen en el mercado algunas patentes de bovedillas que incorporan una lengüeta bajo las viguetas.

#### 2.6.1.5. Muros enterrados. Aislamiento perimetral

Aplicación propia de zonas frías se emplea para evitar pérdidas térmicas a través del terreno, se coloca entre el muro y el relleno de tierras.

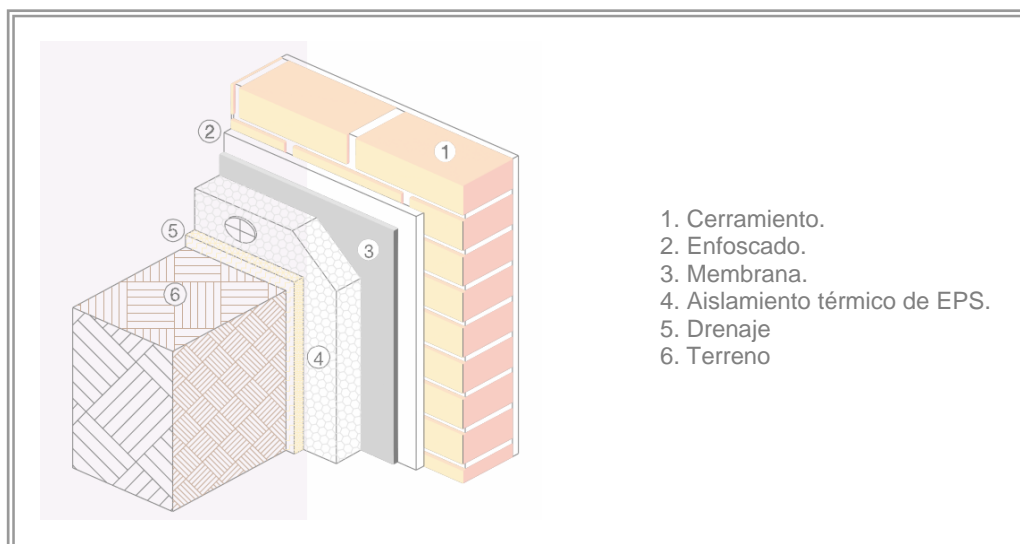


Figura 2.12. Solución esquemática de aislamiento de un muro de sótano. (ANAPE)

#### 2.6.1.6. Forjados reticulares.

Este tipo de forjados tiene los nervios de hormigón armado dispuestos en dos direcciones perpendiculares entre si, incorporándose entre los nervios núcleos aligerados de EPS.

En el mercado hay hoy día multitud de patentes distintas según el fabricante, aunque generalmente, el sistema consiste en un conjunto de tres piezas llamadas tapa, pieza inferior y placa; que montados entre sí forman un encofrado perdido para la construcción de forjados reticulares aligerados (Figuras 2.13 y 2.14).



Figura 2.13. Forjado reticular con casetones de EPS en ejecución.

Debido a su sencillo sistema de montaje entre pieza inferior y tapa, se van formando

las cuadrículas del forjado, aisladas y aligeradas, con sus respectivos nervios, igualmente aislados en su parte inferior. Incluso las zonas macizadas (ábacos y vigas) pueden ir aisladas mediante una placa de EPS moldeada.

Este tipo de forjado, ofrece una perfecta sujeción de armaduras, al mismo tiempo que tenemos aseguradas las separaciones adecuadas para el recubrimiento del hormigón mediante el uso los separadores especiales que lleva incorporado el sistema.

Debido a su ligereza, proporciona un importante ahorro en acero y hormigón, en pilares y cimientos (el peso propio del forjado se reduce entre 1 y 1,6 kN/m<sup>2</sup>), además, ofrece posibilidad de aplicar yeso directamente sobre la superficie resultante.

La colocación es sumamente sencilla. Los cuerpos de los casetones, llevan unos encajes machihembrados que lo inmoviliza. Basta ir encajando uno con otro. Posteriormente se van colocando los sombreretes que sujetan y forman un cuerpo con las bases. Una vez montados cuerpos y sombreretes se coloca la ferralla y queda el conjunto listo para hormigonar.

La ejecución, por tanto, es muy rápida:

- Su poco peso permite facilidad en la descarga, traslado y colocación.
- No es necesario replantear los nervios, zunchos, etc.
- Como no hay contacto entre hormigón y tableros, no se necesitan desencofrantes, ni hay que limpiar los tableros, y además, el desencofrado es rápido.



Figura 2.14. Despiece del sistema de forjado reticular. (Sistema FORLI)

Existen actualmente en el mercado, diferentes sistemas que añaden algunas características especiales de acabado o de reacción al fuego. Son generalmente forjados

aligerados constituidos a partir de casetones y bovedillas de porexpán, en cuya cara inferior llevan adosada una placa de mortero con áridos especiales.

#### **2.6.1.7. Forjado unidireccional con nervios hormigonados "in situ"**

Forjados unidireccionales con nervios hormigonados "in situ" y bovedillas aislantes y aligerantes de EPS mecanizadas o moldeadas, con la cara inferior enrasada o descolgada.

Al igual que pasa con los forjados bidireccionales, en éstos, también existen en el mercado multitud de soluciones y patentes distintas según los fabricantes (figura 2.15).

#### **2.6.1.8. Forjado unidireccional con viguetas prefabricadas**

Forjados unidireccionales con viguetas autoportantes o semiviguetas pretensadas y bovedillas aligerantes y aislantes de EPS mecanizadas o moldeadas (figura 2.16), con la cara inferior enrasada o descolgada.

Quizás lo único a resaltar en este punto, sea la diferencia cualitativa que hay entre las piezas aligerantes macizas (generalmente mecanizadas) y las huecas (por lo general moldeadas). Entre ambas hay una importante diferencia en cuanto a la densidad de las piezas, variando entre los 10 a 15 kg/m<sup>3</sup> y los 20 a 25 en el caso de las piezas huecas.



Figura 15. Sistema unidireccional de nervios "in situ" con piezas aligerantes de EPS.  
Edificio de viviendas en Cartaya (Huelva)

Las bovedillas se fabrican con material autoextinguible, no inflamable, con la clasificación B-s1d0 de la vigente norma UNE-EN 13163.



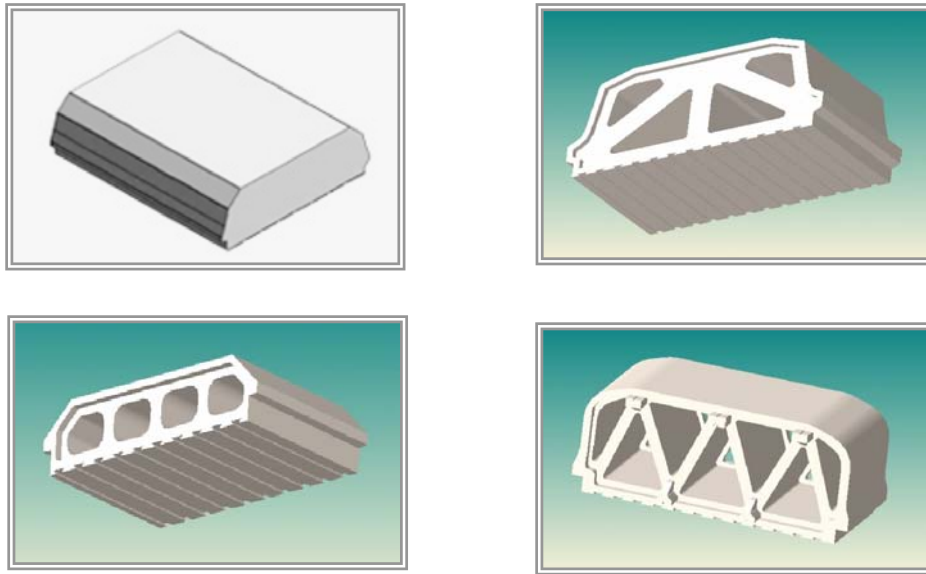


Figura 16. Diferentes soluciones de bovedillas de EPS. (Sistemas FORLI y POLISUR)

Entre otras, citaremos las mayores ventajas del sistema mencionado para forjados:

- Reducción del peso propio.
- Facilidad de acopio, elevación y transporte en obra.
- Facilidad y rapidez de colocación.
- Mejora del fraguado del hormigón.
- Reducción de pérdidas de hormigón.
- Menor tiempo de desencofrado.
- Permite el fácil paso de canalizaciones.
- Disminución de roturas.
- Facilidad de enyesado.
- Son inalterables.

Como inconvenientes señalaremos:

- Son materiales muy sensibles al calor.
- Es atacado por los disolventes y pegamentos sintéticos.
- Los separadores normalmente utilizados para las estructuras de EPS en forjados presentan el problema de provocar la rotura de las piezas de porexpán por el peso de los operarios o por caída de herramientas, utensilios, aunque hoy día hay ya separadores específicos para este material.
- Amarillean con la exposición prolongada a los rayos UV.
- Dificultades de manipulación en días de viento importante.

#### **2.6.1.9. Prelasa de hormigón.**

Elementos estructurales formados a partir de una losa de hormigón como base, emergiendo de ella las armaduras de las futuras viguetas entre las cuales van dispuestos núcleos aligerantes de EPS.

La prelosa se presenta en forma de una placa plana de hormigón pretensado y celosías electrosoldadas (figura 2.17). Tiene dos funciones básicas: servirá como encofrado visto de un forjado del tipo losa y también dispondrá del armado de positivos necesario para el correcto funcionamiento del forjado una vez acabado.

Este tipo de forjado es se denomina semi–prefabricado, teniendo ventajas propias del sistema prefabricado (acabados, seguridad, materiales, velocidad a obra...) y soluciones de la estructura in situ, como son las entregas a las jácenas, el monolitismo y continuidad de los forjados más difíciles de conseguir en otros tipos de forjados prefabricados.

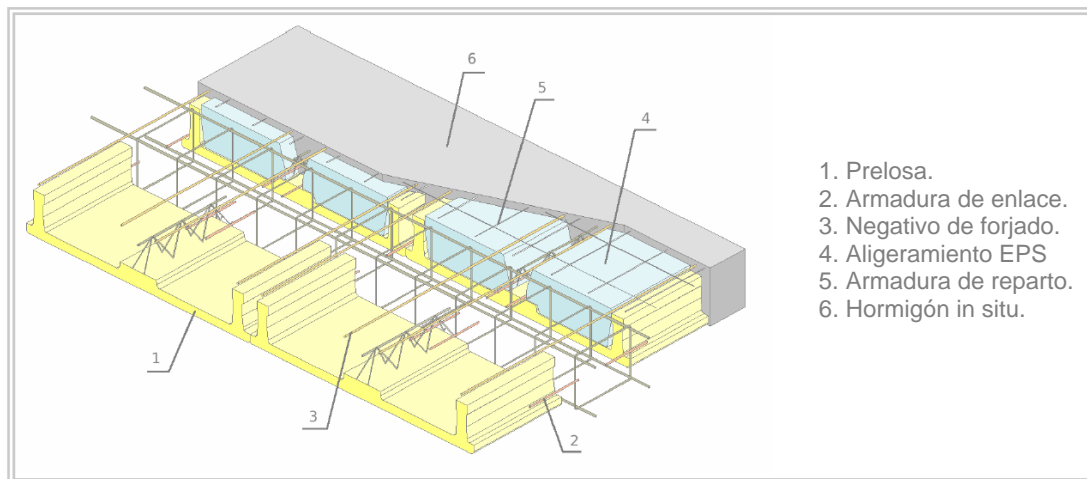


Figura 4.17. Esquema de prelosa prefabricada con aligeramiento de EPS. (Prefabricados Castelo)

#### 2.6.1.10. Bloques resistentes de EPS–hormigón.

Este es un sistema constructivo de hormigón armado y bloques de poliestireno expandido que se utilizan como encofrado y quedan como aislamiento térmico y acústico. Permite construir de forma más rápida y económica, además de ser construcciones antisísmicas y ecoeficientes por su ahorro energético. Los bloques se envían directamente a obra, donde se ensamblan y se rellenan de hormigón.

La estructura, el cerramiento y el aislamiento se hacen en un solo proceso. Tres operarios con experiencia pueden completar las paredes exteriores de una planta en un sólo día con sencillas herramientas. Al siguiente día se puede comenzar a montar el forjado.

Los bloques consisten en dos paneles de 5 cm de poliestireno conectados por puentes de EPS o rígidos sintéticos y un espacio intermedio para el hormigón. Los muros resultantes ofrecen un alto aislamiento térmico/acústico.

Este modelo de sistema de construcción es adecuado para todo tipo de edificaciones: viviendas unifamiliares, plurifamiliares, edificios industriales, comerciales, sanitarios, agrícola/ganadero y otras aplicaciones. El sistema es resistente al fuego, a terremotos y tornados, a la corrosión y a la humedad.





Figura 2.18. Estructura de vivienda mediante bloques de EPS resistentes. (StyroStone)

Las rozas para las distintas instalaciones se hacen en el poliestireno con ayuda de una fresadora o un cortador térmico, limpiamente, sin producir escombros. Las paredes interiores se revisten con yeso, placas de yeso u otro sistema de tabiquería seca. Los alicatados en baños y cocinas se colocan directamente con cemento-cola. El exterior se reviste con piedra, ladrillo o monocapa. En este último caso se aplica una malla de refuerzo con una capa de cemento cola. En las instalaciones de agua, una vez que tenemos las rozas, se introduce la instalación y el mismo poliestireno hará de aislamiento térmico para las tuberías de agua caliente no siendo, por tanto, añadir otro tipo de aislante.

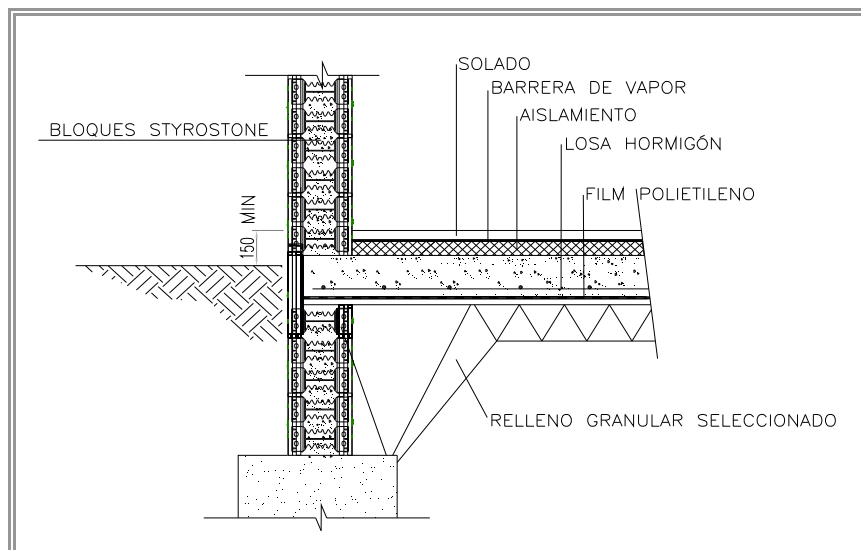


Figura 2.19. Detalle de encuentro con el terreno. (StyroStone)

Hay otro sistema alternativo al anterior en el que el elemento básico es un panel ondulado de poliestireno expandido, que lleva adosadas en ambas caras mallas de acero vinculadas entre sí mediante 80 conectores electro soldados por metro cuadrado (Figura 2.21).

En este caso, los paneles, una vez colocados, se revisten con un mortero proyectado de granulometría adecuada, mediante dos fases sucesivas.

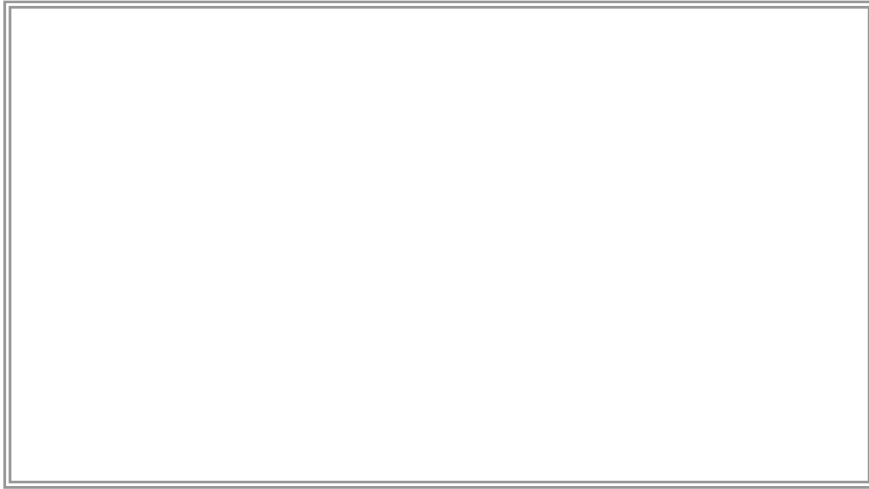


Figura 2.20. Distintas alternativas de bloques resistentes. (StyroStone)

Las ventajas obtenidas con este sistema son:

- Aislamiento térmico continuo de alta capacidad.
- Realización de cerramientos horizontales y verticales.
- Aislamiento hidrófugo continuo.
- Resistencia al fuego acorde a la exigida por las normas y reglamentos.
- Muy buen comportamiento en caso de sismos.

El espesor del alma de poliestireno expandido puede variar desde 3 cm hasta 20 cm, en función de las necesidades del proyecto arquitectónico. La densidad mínima normalmente utilizada es  $15 \text{ kg/m}^3$  y el material será auto extingible.



Figura 2.21. Estructura resuelta con el sistema de paneles prefabricados de EPS.  
Edificio de viviendas en Punta Umbria (Huelva)

Las mallas son de acero galvanizado de alta resistencia, con tensión última de 700 MPa y están conformadas por barras de diámetro 2,50 mm con una separación media de 7,28 por 6,50 cm en la dirección secundaria, constituyendo éstas una armadura básica que se completa con 6 barras corrugadas longitudinales de diámetro 5 mm.

Las mallas sobresalen 50 mm en caras opuestas, de modo tal que al solaparse entre sí, aseguran la continuidad por yuxtaposición de las armaduras, sin necesidad de colocar elementos adicionales de empalme. Para el encuentro entre cerramientos, la continuidad se resuelve mediante las mallas angulares que se suministran a tal fin, siempre satisfaciendo los requerimientos exigidos por la normativa aplicable.



Figura 2.22. Detalle de encuentro con paneles prefabricados de EPS.  
Edificio de viviendas en Punta Umbria (Huelva)

Estas soluciones son muy adecuadas tanto para nuevas construcciones, como en rehabilitación (figura 2.23).

#### **2.6.1.11. Cimentaciones con encofrado de EPS**

El Sistema constructivo permite conseguir, mediante la introducción de bloques de poliestireno expandido - a modo de encofrado perdido - unos ahorros económicos y de tiempos de ejecución, a la vez que dota al edificio de un mejor comportamiento térmico, considerando el contacto con el terreno como parte de la envolvente del edificio. Con este sistema, las zapatas se integran en la solera haciendo coincidir el nivel superior de ambas y se sustituye el encofrado o el terreno por un relleno de piezas de porexpán.

El sistema está dirigido a la ejecución de cimentaciones tanto superficiales, a base de zapatas aisladas y/o corridas bajo muro con, o sin elementos de arriostramiento; como a cimentaciones profundas mediante pilotes y encepados, así como a la variante del comúnmente denominado forjado sanitario.

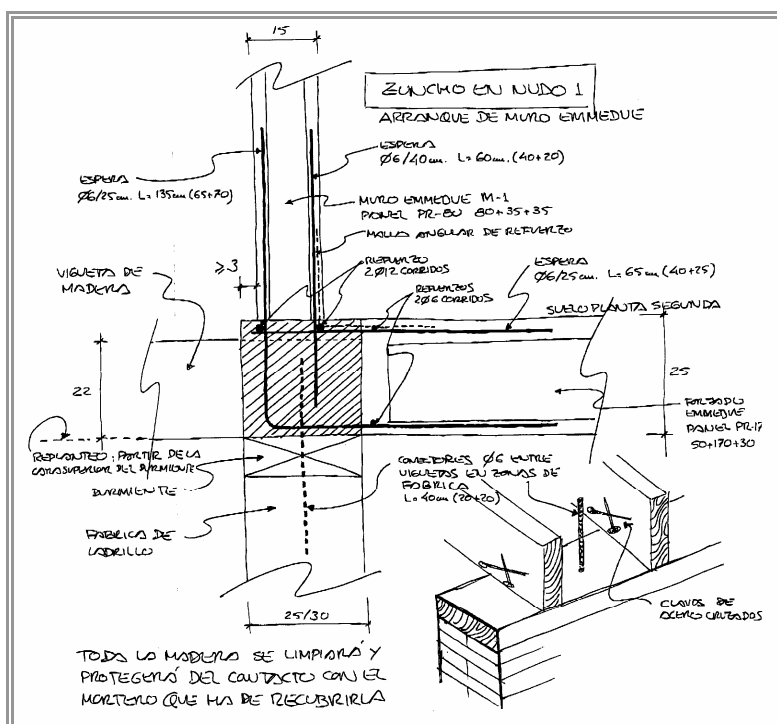
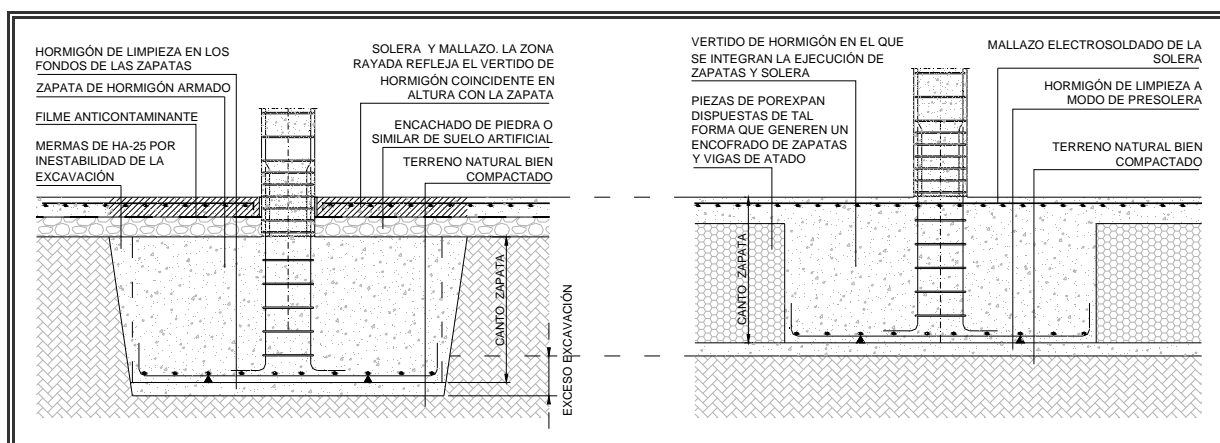


Figura 2.23. Croquis de encuentro entre muro preexistente y nuevo forjado. Rehabilitación de edificio de viviendas en Huelva.

En obra se vacía completamente el perímetro de la edificación hasta el nivel inferior de las zapatas. Posteriormente, se vierte hormigón de limpieza a modo de una pre-losa que sirve de plataforma. Los bloques de EPS se disponen de tal forma que generan un entramado de huecos que llegan hasta la pre-losa y que una vez hormigonados servirán de apoyo de la futura solera. Los bloques serán trabados entre sí mediante horquillas de acero corrugado que se hincan hasta la pre-losa y asomarán por encima de los elementos de porexpán a modo de separadores o caballetes para el mallazo de la futura solera.



SISTEMA TRADICIONAL

SISTEMA INTEGRAL

Figura 2.24. Sistema de cimentación mediante bloques de EPS. (Sistema Cimentur – FOREL)

### 2.6.1.12. Aislamiento en fachadas.

#### a) Aislamiento intermedio en fachadas.

Esta forma de aislamiento está compuesta por fachadas de doble hoja, una hoja exterior portante o no, y una hoja interior como cerramiento (figura 2.25). El objetivo principal es minimizar la transmisión de calor y proporcionar inercias térmicas moderadas. Se utiliza principalmente en obra nueva y para cualquier tipo de climatología.

Debido a su facilidad de manejo y adaptabilidad pueden fabricarse planchas que se adapten a la medida del cerramiento a aislar, facilitando con ello su instalación.

Actualmente existen distintas soluciones y patentes que facilitan la colocación y ofrecen mejores resultados que la simple plancha mecanizada.

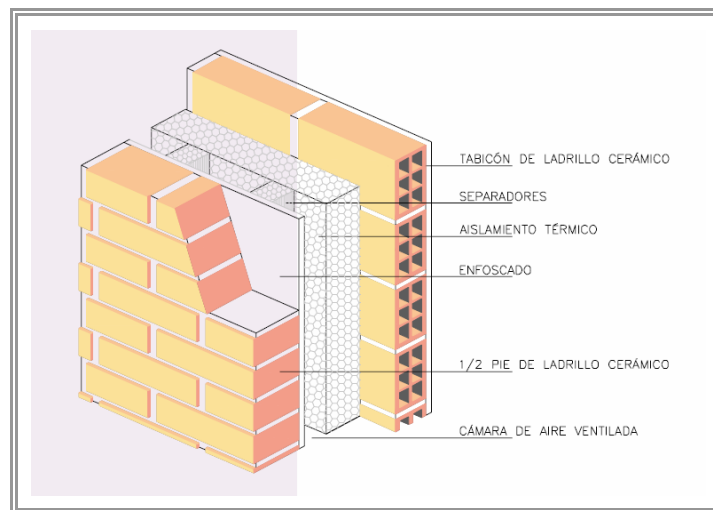


Figura 2.25. Solución tradicional de aislamiento en cámara. (ANAPE)

#### b) Fachadas con trasdosado interior aislante.

Esta aplicación se utiliza tanto en construcción nueva como en rehabilitación. Tiene su origen en la baja inercia térmica de la solución completa: Muro Exterior + Cámara + Aislamiento Interior (figura 2.26).

#### c) Aislamiento exterior de fachadas.

Consiste en el aislamiento de la superficie exterior de la fachada. Este sistema se aplica tanto en su nueva construcción como en rehabilitación y se puede encontrar con dos soluciones diferentes: acabado con revoco armado o bien una acabado con placas (figura 2.27).

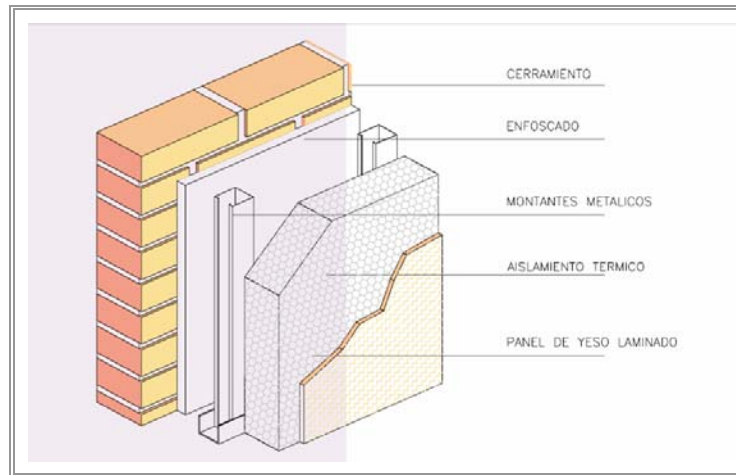


Figura 2.26. Esquema de aislamiento interior. Fuente: ANAPE

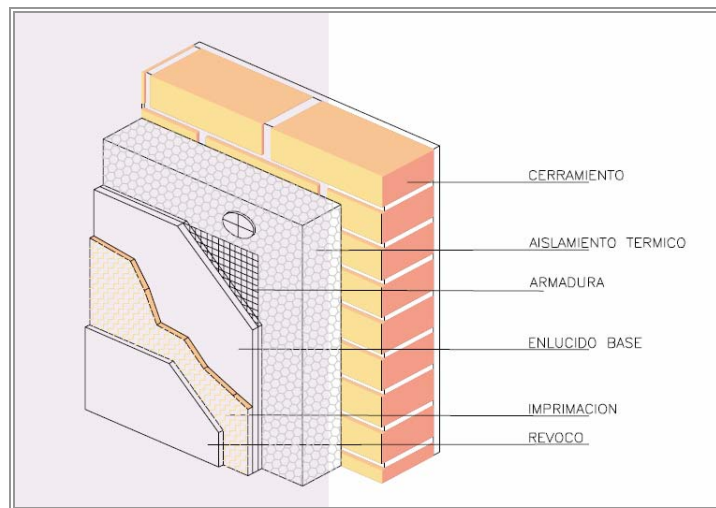


Figura 2.27. Esquema de aislamiento exterior. Fuente: ANAPE

#### d) Fachadas ventiladas

Sobre la hoja exterior del cerramiento se colocan los elementos portantes del aplacado (dependiendo del cerramiento, pueden ser: anclajes, perfiles metálicos, enrastrelados de madera, etc), paneles de aislamiento adheridos o fijados mecánicamente y aplacado exterior (figura 2.28).

Una solución similar a ésta, es la de los llamados tabiques pluviales, que básicamente consiste en un revestimiento exterior de las paredes medianeras mientras están expuestas al exterior, evitándose las pérdidas térmicas.

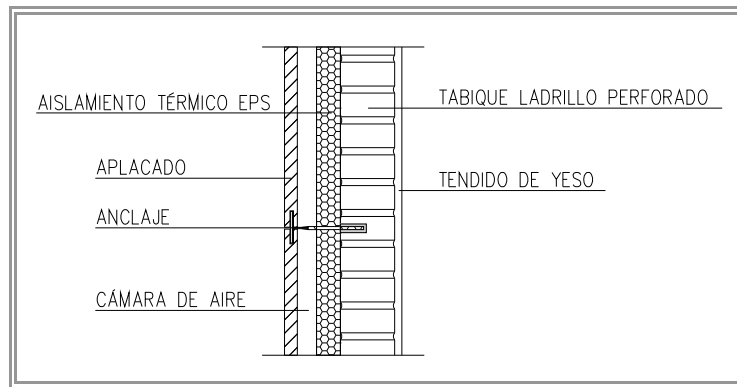


Figura 28. Solución tipo de fachada ventilada

#### e) Paneles Sándwich

Los paneles sándwich están compuestos por un núcleo de Poliestireno Expandido y chapas de acero conformadas durante el proceso de fabricación del panel. Las chapas pueden ser galvanizadas, prelacadas, de resinas de poliéster, de PVC, aluminio anodizado, aluminio lacado, madera.

La aplicación más habitual es en edificación industrial aunque, es posible su utilización en multitud de situaciones distintas

#### 2.6.1.13. Aislamiento en cubiertas.

##### a) Aislamiento de EPS entre tabiquillos para cubiertas inclinadas.

En esta solución los tabiquillos proporcionan la pendiente de la cubierta. Sobre el forjado horizontal bajo cubierta y entre los tabiquillos se colocarían las planchas de poliestireno expandido (figura 2.29).

Hay también otra aplicación en la que el elemento de aislamiento va incorporado al tablero que se coloca entre tabiques palomeros, por lo que este sistema simplifica enormemente la instalación de este tipo de cubiertas.

##### b) Aislamiento sobre soporte inclinado.

Esta solución se emplea tanto en nueva construcción como en rehabilitación. Está compuesto por una superficie inclinada (forjado o entramado) sobre la que se colocan los elementos de poliestireno expandido y posteriormente las tejas tomadas con mortero (figura 2.30). Estos elementos de EPS protegen la estructura de las oscilaciones térmicas.

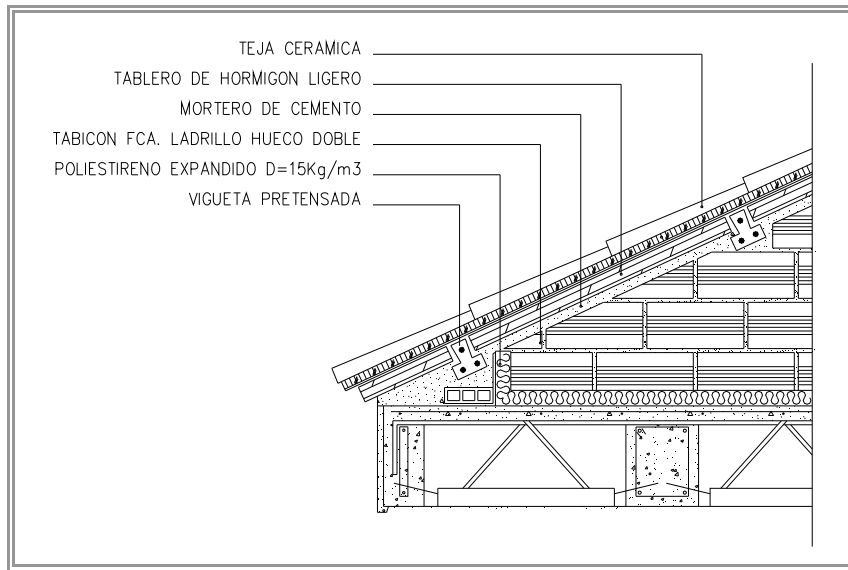


Figura 2.29. Solución tipo de cubierta inclinada de teja sobre tabiquillos.

#### b) Aislamiento sobre soporte inclinado.

Esta solución se emplea tanto en nueva construcción como en rehabilitación. Está compuesto por una superficie inclinada (forjado o entramado) sobre la que se colocan los elementos de poliestireno expandido y posteriormente las tejas tomadas con mortero (figura 2.30). Estos elementos de EPS protegen la estructura de las oscilaciones térmicas.

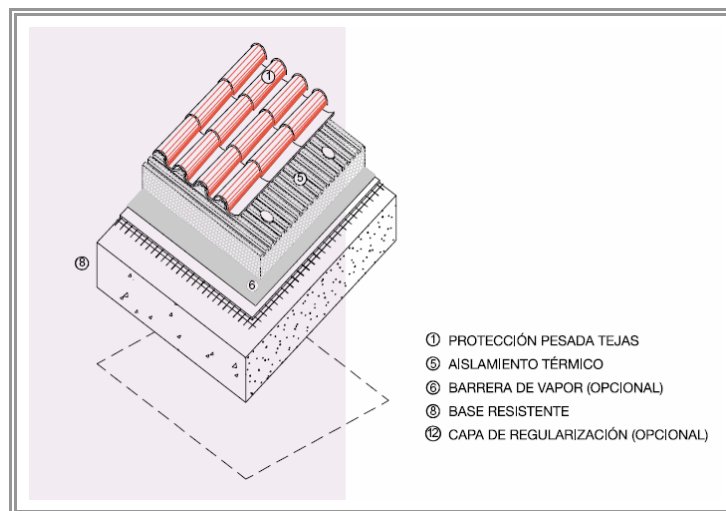


Figura 2.30. Solución tipo de cubierta inclinada. (ANAPE)

Algunas variantes de ésta son las cubiertas con tejas claveteadas, en las que se coloca el aislamiento bajo las tejas, de forma similar a la anterior, y las cubiertas inclinadas con bajo cubierta habitable ejecutándose la cobertura sobre enrastrelados metálicos o de madera (figura 2.31).





Figura 2.31. Cubierta de teja sobre rastreles de madera con aislamiento de EPS

#### c) Cubierta plana tradicional.

Esta tipología de cubierta aislada térmicamente supone la solución más extendida del grupo de las cubiertas planas continuas, calientes o no ventiladas. Su composición es bien conocida: sobre el forjado de cubierta se realiza una capa de formación de pendientes y se coloca el aislamiento térmico simplemente apoyado; sobre él se dispone una membrana impermeable y la cobertura adecuada (figura 2.32).

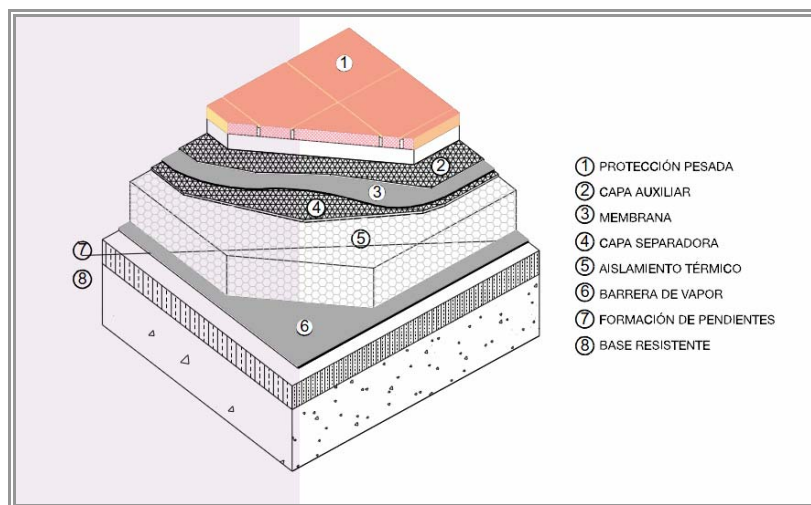


Figura 2.32. Esquema de la solución tipo de cubierta plana tradicional. (ANAPE)

#### d) Cubierta invertida.

Esta tipología de cubierta aislada térmicamente supone una excelente solución para cubiertas planas no transitables ya que al estar colocado el aislamiento térmico sobre la membrana constituye una protección de la misma.

Sobre el forjado de cubierta se realiza la capa de formación de pendientes sobre la que se sitúa la membrana impermeable, sobre ella se disponen los paneles de aislamiento térmico.

A continuación se sitúa por regla general, una capa auxiliar sobre la que se coloca el lastre de grava que forma la protección (figura 2.33).

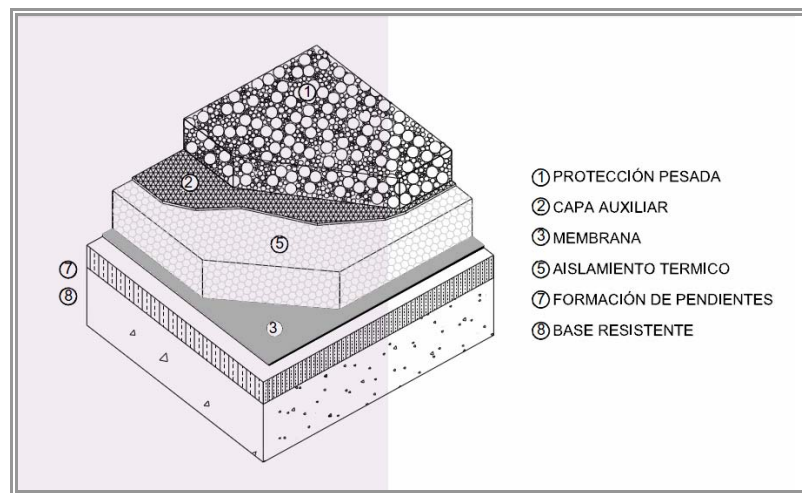


Figura 2.33. Esquema de la solución tipo de cubierta invertida. Fuente: ANAPE

#### e) Cubiertas tipo Deck.

Se trata de una solución de cubierta industrial, con solución ligera lastrada. Sobre los paneles de chapa plegada (galvanizada o lacada) se colocan los paneles de aislamiento, por encima de los cuales se extiende la membrana. El conjunto se fija mecánicamente al soporte (figura 2.34).

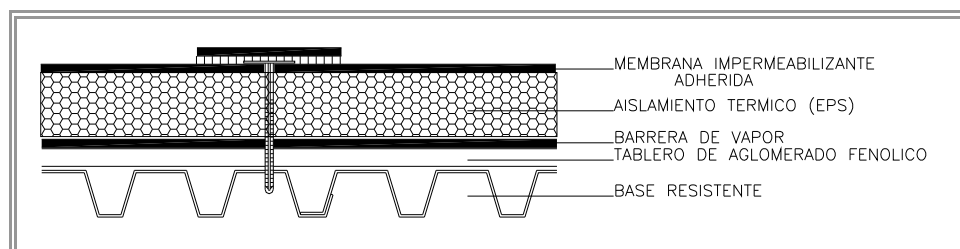


Figura 2.34. Sección transversal de cubierta tipo Deck

#### f) Juntas de dilatación.

Para absorber dilataciones de distintos elementos constructivos, tanto en sentido horizontal como vertical: cerramientos, elementos de tabiquería interior, soleras, etc. (figura 2.35).

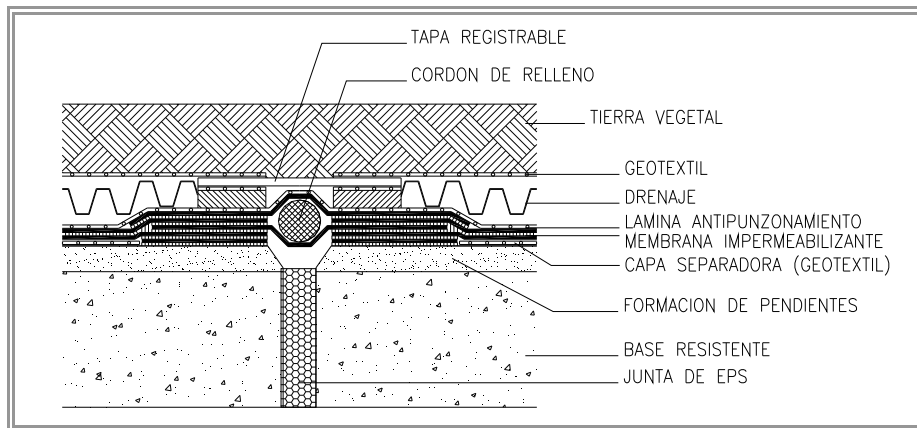


Figura 2.35. Sección tipo de junta de dilatación.

#### 2.6.1.14. Otras aplicaciones en edificación.

##### a) Aislamiento térmico y protección de conductos

Aislamiento de conductos que transportan fluidos a bajas temperaturas o temperaturas positivas moderadas (-150°C a +80°C).

##### b) Hormigones ligeros y morteros aislantes

Este hormigón utiliza como árido pequeñas esferas de poliestireno expandido vírgenes o recicladas sometidas a un tratamiento físico-químico que asegura una buena adherencia con el cemento.

##### c) Acabados y elementos decorativos

Cualquier elemento ornamental para decoración de fachadas puede realizarse mediante un molde de EPS.

Para el desencofrado de estos moldes es conveniente el uso de desencofrantes específicos. Para fabricar los moldes se les conforma el negativo del perfil a obtener, mediante un mecanizado especial. Los moldes se pueden suministrar con y sin forro de plástico. Las cornisas plastificadas mejoran el acabado y permiten la reutilización.

#### 2.6.2. APLICACIONES EN GEOTECNIA.

En 1960 se descubrió en Noruega, que el EPS era muy adecuado para el sector de ingeniería civil. Por una parte, el efecto aislante el EPS evita que se congele el subsuelo eliminando así los problemas subsiguientes del deshielo. Por otra parte, su resistencia mecánica y su cohesión permiten la construcción de estructuras que tienen una enorme resistencia vertical y horizontal.

Un ejemplo de aplicación puede ser cuando en zonas donde el terreno es muy blando y/o el acuífero está muy próximo a la superficie, casi siempre es necesario elevar el terreno mediante un terraplenado para prepararlo para la construcción. Esto es algo que se hace normalmente con aportes de terreno normalmente granulares; pero hay ciertas objeciones a esta práctica:

- Se necesitan grandes cantidades de material. Por el impacto medioambiental que supone y la importancia que se da en las distintas administraciones, este método resultará probablemente el menos atractivo desde el punto de vista del coste.
- Los rellenos siempre dan lugar a asentamientos. Esto supone un incremento de los plazos de ejecución. Si la construcción se realiza demasiado rápida, será necesario tener en cuenta los elevados costes de mantenimiento en el futuro.
- El período necesariamente largo entre la elevación del terreno y el comienzo de la construcción origina considerables costes financieros.

En cuanto a obras hidráulicas, desde principios de la década de 1970, el EPS se ha utilizado como material de cimentación en ingeniería civil hidráulica a escala cada vez mayor.

Debido a su efecto aislante, que evita que se congele el subsuelo eliminando los problemas subsiguientes del deshielo, y debido a su resistencia mecánica y su cohesión, que permiten la construcción de estructuras con una importante resistencia vertical y horizontal, el EPS - Poliestireno Expandido es muy adecuado para su uso en geotecnia.

Capas relativamente delgadas son suficientes para evitar que la superficie del terreno se hiele debido a las excelentes propiedades de aislamiento térmico del EPS. Una capa de EPS de 5 a 6 cm es suficiente para evitar que la temperatura de la cimentación de una carretera descienda por debajo de 0°.

Frente a esto, el uso del EPS en obras de geotecnia puede plantear algunos problemas, como podrían ser en algunos casos su posible flotabilidad y el ataque por algunos tipos de disolventes. Así mismo, será necesario tener en cuenta la influencia del EPS en las vibraciones en la estructura y en el subsuelo. Las vibraciones en la estructura se hacen generalmente más severas a medida que disminuye el peso de la estructura. Sin embargo, es cierto también, que el EPS tiene cierta capacidad de amortiguamiento, por su propia estructura interna.

El EPS tiene diversas aplicaciones posibles en el sector de ingeniería civil que proceden de las ventajas que ofrece como material de cimentación ligero debido a sus especiales propiedades. Así, podemos encontrar diversas soluciones que en la actualidad se están aplicando como soluciones a problemas constructivos.

- Estructuras en las que se requieren bajos niveles de asentamiento.
- Protección de suelos con arcillas expansivas.
- Elevaciones y drenajes.
- Reducción de carga mediante rellenos.
- Reducción de las cargas laterales (figura 2.36).
- Elevaciones para barreras de ruido.
- Rampas para diques.

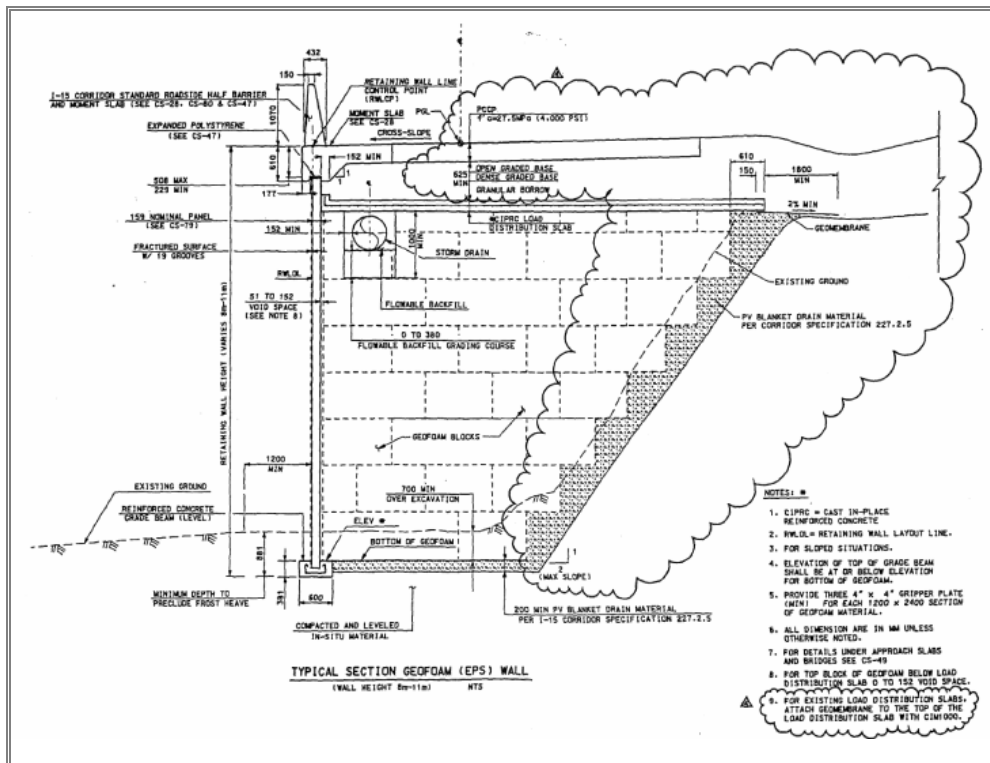


Figura 2.36. Croquis de la utilización de bloques de EPS en el relleno del trasdós de un muro. (Stark, T., et al, 2004).

Quizás la aplicación que esté actualmente más extendida, sea el uso de bloques de poliestireno expandido en terraplenes. Así, Stark, T., et al [2004] hicieron un estudio de estos elementos constructivos en carreteras (figura 2.37). También Riad, H. [2003] señalan las ventajas del uso del EPS en rellenos como material aligerante, a la vez que señalan los posibles problemas de durabilidad frente a los derivados del petróleo.

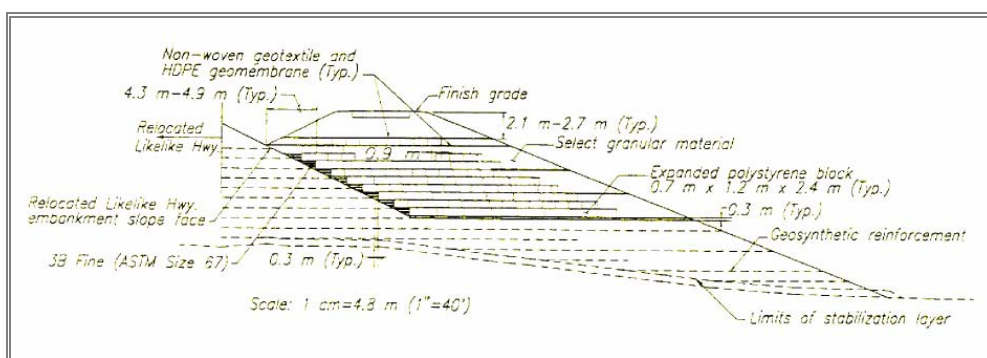


Figura 2.37. Croquis de la utilización de bloques de EPS en terraplenes. (Stark, T., et al, 2004)

Los materiales sueltos sin "refuerzo" o que tienen una resistencia a la tracción mínima conducen inevitablemente a diseños de carreteras en los que el ángulo del talud natural es el factor determinante, mientras que las cimentaciones utilizando EPS podría incluso terminar en un borde vertical.

Si en campos de deportes, parques o terrenos con césped el nivel del agua subterránea está tan alto que las plantas y árboles no pueden crecer o si después de la lluvia el drenaje es tan deficiente que el terreno permanece empapado y no es adecuado para jugar, se puede utilizar una calidad especial de EPS en la que el agua se puede drenar por medio de una red de pasos entre los granos de EPS. Otra ventaja consiste en la consecución de una excelente distribución de la presión en subsuelos que son generalmente blandos como los de turba o de residuos de operaciones de dragado.

El EPS tiene que colocarse sobre una superficie plana. Esto se hace normalmente aplicando simplemente una capa de arena limpia de 5 o 10 cm de espesor, por ejemplo, colocando una lámina geotextil debajo de la arena para mantener ésta en su lugar.

Para asegurar la estabilidad, el EPS se tiene que colocar de forma continua. Por esta razón, se utilizan normalmente como mínimo dos capas de EPS. En algunos casos, se aplican grapas, ganchos de acero o cola entre los bloques para evitar que se separen durante la construcción (figura 2.38). A continuación, el EPS se cubre con una simple lámina para protegerlo de diversos disolventes. A este respecto, recordar lo dicho en el apartado 2.2. y consultar la tabla 2.5.



Figura 2.38. Conectores metálicos enlazando los bloques de EPS. (Stark, T., et al, 2004)

Es necesario proteger el EPS contra temperaturas superiores a 70°C/158°F. Sin embargo, en relación con las aplicaciones en el propio terreno, el EPS estará suficientemente protegido por la estructura o por la capa de material situada por encima. Además, durante los trabajos, será necesario proteger el EPS contra el fuego.

A título informativo, señalamos a continuación algunas de las primeras obras de geotecnia en las que se empleó el EPS, fundamentalmente en los países nórdicos [Wegen nº 11, 1985; Ministerio holandés de transportes, 1993]:

1. Drenaje del campo de deportes de Durgerdam. Amsterdam. 1971 [SBR Construction Research Foundation, 1988].

Para recuperar el campo de deportes, era necesario elevarlo. Debido a las pobres condiciones del suelo de turba, los métodos tradicionales darían por resultado



asentamientos y diferencias de asentamientos que tendrían como consecuencia trabajos adicionales de mantenimiento del campo de deportes.

En 1971, se instaló debajo del campo de hierba un EPS con una calidad de drenaje especial desarrollada específicamente para este proyecto. La acción de drenaje es debida a la especial estructura laberíntica de este tipo de "EPS de drenaje". El campo se elevó a 15 cm, parcialmente mediante bloques de EPS de 2,20 x 1,10 x 0,15 m. El EPS se situó medio sumergido en el agua subterránea.

2. Rampa de acceso al puente para bicicletas. Uithoorn 1985. [SBR Construction Research Foundation, 1988].

Era necesario elevar la rampa de paso de una pista de bicicletas a un puente. En la proximidad inmediata del puente había cimentaciones de pilotes y estaba previsto el paso de un canal. Por tanto, una elevación pesada tradicional habría provocado problemas relacionados con el asentamiento de los cables y el rozamiento negativo de los fustes en las cimentaciones de pilotes.

Una estructura con 660 m<sup>3</sup> de EPS resultó ser la solución más económica. El tráfico intenso durante la construcción no causó prácticamente ningún daño al pavimento y el asentamiento que se produjo fue extremadamente pequeño.

3. Dique de Niedbroekse. Reenwijk 1984. [Archivo de Stybenex].

La carretera pasa a través de una zona cuyo subsuelo es sensible al asentamiento y tiene poca capacidad de carga. Requieren mucho trabajo de mantenimiento en el pavimento y en los arceles. Era necesario elevar una sección del dique de debido al hecho de que sólo estaba 20 cm por encima de la superficie de los lagos circundantes y se inundaba periódicamente.



Figura 2.39. Relleno ligero con EPS de una plaza sobre una estación de metro.

La estructura existente tenía un espesor de 55 cm y consistía en capas de material de derribo, lava, escoria y asfalto. Para la nueva estructura, se eligió un material mucho más ligero: EPS en dos capas formadas por bloques de 1 x 4 m de 25 cm de espesor. Encima de ellas se colocó un revestimiento de carretera y una capa de compresión de escoria de espuma. Los arcenes, de los cuales también se había quitado el pavimento antiguo, se rellenaron con arcilla y EPS, añadiendo además el revestimiento, la escoria de espuma y la protección de la orilla del río. Dos capas de asfalto aplicado en caliente de 12 cm de espesor cada una, formaron la capa superior de la estructura de la carretera.

#### 4. Autopista provincial S110. Wijchen 1986.

La autopista había asentado en un tramo de 60 m aproximadamente con un asentamiento máximo de 33 cm. De haberse hecho una elevación tradicional, se habrían producido nuevos asentamientos. Por esta razón, se decidió utilizar EPS para la elevación.

Frente a estos casos iniciales en el uso del EPS, se dan hoy día multitud de aplicaciones diversas para aligerar infraestructuras subterráneas (figura 2.39), en estribos de pasos elevados y en terraplenes (figura 2.40 y 2.41).



Figura 2.40. Relleno ligero con EPS en un estribo. Ontario (Canadá)



Figura 2.41. Rellenos aligerados con EPS. Trazado del tren de alta velocidad en Salt Lake City (USA)



### **2.6.3. OTRAS APLICACIONES.**

Aparte del uso en construcción, el poliestireno expandido se usa de forma habitual en embalaje para muchas aplicaciones, así, en general, nos encontraremos aplicaciones con porexpán en diversos y variados mercados: alimentación, electrodomésticos e informática, muebles, herramientas y maquinaria; óptica, fotografía y aparatos de precisión; juguetes, horticultura y jardinería. En definitiva, es un producto de óptimas condiciones para el envase y embalaje ya que a su adaptabilidad añade su buen comportamiento amortiguando los golpes.

En virtud de su estructura, el EPS no sirve de alimento para los organismos, por esta razón no es caldo de cultivo para roedores mohos y bacterias. Por eso es utilizado para la fabricación de “perlita”. Es ésta un sustrato inerte muy utilizado en los viveros de planta forestal y agrícola, ya que por su carácter inerte no transforma ni asimila los productos y subproductos utilizados en la alimentación de la planta.

En el campo de la seguridad vial, el EPS es el material del mercado con mayor capacidad de resistencia a un solo impacto. Debido a esta cualidad se utiliza en diversos campos: en la automoción se utiliza como complemento de resistencia de impacto en diferentes partes del automóvil para absorción de choques. En la fabricación de cascos para motoristas y ciclistas se utiliza el EPS como elemento principal debido a su inmejorable propiedad de resistencia al impacto. En los vehículos se utilizan, desde hace varios años, los asientos elevadores, moldeados en EPS con forma ergonómica y recubiertos de una funda de tejido acolchado.

También son empleados como absorbedores de impactos para protección del soporte vertical de la barrera metálica (bihonda). Gracias a estos protectores, se incrementa la seguridad de los motoristas y ciclistas que colisionan con los soportes de la barrera metálica.

Ha sido diseñado para su utilización en todo tipo de postes metálicos, tales como soporte de señales en vías interurbanas, soporte de barreras metálicas tipo IPN, etc.

Por sus características al impacto, térmicas, resistencia mecánica, etc., el EPS es parte integrante en productos acabados en la industria del automóvil, aire acondicionado, electrónica, etc.

### **2.7. NORMATIVA APLICABLE AL EPS.**

Existen diversas normativas a nivel español y europeo que hacen referencia a los productos de EPS-Poliestireno Expandido para la construcción, según sus aplicaciones. Estas normas determinan características a cumplir por los productos, métodos de ensayo, marcado, etc.

Queremos hacer aquí notar, en relación a la normativa existente, un hecho llamativo, y es el de las sucesivas fechas de emisión de las distintas normas. Como se comprueba en los puntos siguientes, la normativa relativa al EPS está sufriendo una constante renovación, lo que podríamos relacionar con dos posibles situaciones. Por un lado, podríamos pensar que es un material relativamente reciente, y por tanto, ha sido necesario redactar algunas normativas concretas para nuevas aplicaciones de este material. Pero por otro lado, y es el punto de vista con el que nosotros coincidimos; es un material en el que actualmente se está continuamente

investigando, y por tanto, descubriendo un gran número de nuevas aplicaciones, que hacen de éste un atractivo campo para el investigador, y así mismo, crea la necesidad continua de actualización de la normativa.

La normativa actualizada, que hace referencia al EPS en sus distintas aplicaciones en la edificación y la obra civil es la siguiente:

### **2.7.1. NORMATIVA DE PRODUCTOS DE EPS PARA EDIFICACIÓN E INGENIERÍA CIVIL.**

- UNE-EN 14933. 2008

Productos aislantes térmicos y de relleno ligero para aplicaciones en la ingeniería civil. Productos manufacturados de poliestireno expandido (EPS).

- UNE-EN 13163. 2009

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Productos manufacturados de poliestireno expandido (EPS).

- UNE-EN 13172. 2010

Productos aislantes térmicos. Evaluación de la conformidad.

- UNE-EN 15037-4. 2010.

Productos prefabricados de hormigón. Sistemas de forjado de vigueta y bovedilla. Parte 4: Bovedillas de poliestireno expandido.

- UNE 53974. 2011

Plásticos. Elementos aligerantes de poliestireno expandido (EPS) para forjados con nervios hormigonados en obra.

- UNE-EN 13499.2004

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Sistemas compuestos para aislamiento térmico externo (ETICS) basados en poliestireno expandido.

- ETAG 004. 2008.

Guideline for european technical approval of external thermal insulation composite systems with rendering.

- UNE 92181. 2008.

Características mínimas recomendables para distintas aplicaciones. Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Productos manufacturados de poliestireno expandido (EPS)

- ASTM D6817

Standard Specification for Rigid Cellular Polystyrene Geofoam.

- NCSE-02.

Norma de construcción sismorresistente.

- EHE-2008

Real Decreto 1247/2008, de 11 de diciembre, por el que se aprueba la Instrucción de hormigón Estructural. (EHE-08).

- Código Técnico de la Edificación. 2006

- DB SE-AE. Acciones en la Edificación.

- DB SE-C Cimientos.

- DB SI. Seguridad en caso de Incendio

- DB HR. Protección frente al ruido

- DB HE. Ahorro de energía.

- RITE. 2007/2010

- Reglamento de instalaciones térmicas en los edificios y sus instrucciones técnicas complementarias.

## **2.7.2. MÉTODOS DE ENSAYO.**

- UNE-EN 1602. 1997

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la densidad aparente.

- UNE-EN 826. 1996.

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación del comportamiento a compresión.

- UNE-EN- 12089. 1997

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación del comportamiento a flexión.

- UNE-EN 12090. 1997

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación del comportamiento a cortante.

- UNE-EN 1606. 1997

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la fluencia a compresión.

- UNE-EN 1607. 1997

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de resistencia a tracción perpendicular a las caras.

- UNE-EN 1608. 1997

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la resistencia a tracción paralela a las caras.

- UNE-EN 13793. 2008

- Productos aislantes térmicos para aplicaciones en edificación. Determinación del comportamiento bajo cargas cíclicas.

- UNE 23727. 1990. (Derogada)

Ensayos de reacción al fuego de los materiales de construcción. Clasificación de los materiales utilizados en la construcción.

-UNE 13501-1. 2010

Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 1: Clasificación a partir de datos obtenidos en ensayos de reacción al fuego.

- UNE-EN 11925-2.2011

Ensayos de reacción al fuego de los materiales de construcción. Inflamabilidad de los productos de construcción cuando se someten a la acción directa de la llama. Parte 2: Ensayo con una fuente de llama única.

- UNE-EN ISO 1182. 2011

Ensayos de reacción al fuego de productos. Ensayo de no combustibilidad. (ISO 1182:2010).

- UNE-EN ISO 1716. 2011

Ensayos de reacción al fuego de productos. Determinación del calor bruto de combustión (valor calorífico).

- R.D. 312/2005 y modificación 110/2008

Reacción y Resistencia a fuego.

- R.D. 2267/2004.

Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales

- UNE 92-201-89

Materiales aislantes térmicos. Determinación de la conductividad térmica. Técnica de la placa calefactora.

- UNE 92-202-89

Materiales aislantes térmicos. Determinación de la conductividad térmica. Técnica del medidor de flujo de calor.

- UNE-EN 12667. 2002.

Materiales de construcción. Determinación de la resistencia térmica por el método de la placa caliente guardada y el método del medidor de flujo de calor. Productos de alta y media resistencia térmica.

- UNE-EN 12939. 2001

Materiales de construcción. Determinación de la resistencia térmica por el método de la placa caliente guardada y el método del medidor del flujo de calor. Productos de espesor alto de resistencia térmica alta y media.

- UNE-EN 12085. 1997.

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de las dimensiones lineales de probetas de ensayo.

- UNE-EN 12086. 1998.

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de las propiedades de transmisión del vapor de agua.

- UNE-EN- 12087. 2008

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la absorción de agua a largo plazo por inmersión.

- UNE-EN 12088. 1997

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la absorción de agua a largo plazo por difusión.

- UNE-EN 12091. 1997.

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la resistencia a ciclos de congelación y descongelación.

-UNE-EN 822. 1995

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la longitud y de la anchura.

- UNE-EN 823. 1995

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación del espesor.

- UNE-EN 824. 1995

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la rectangularidad.

- UNE-EN 825. 1995.

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la planeidad.

- UNE-EN 1603. 1997.

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la estabilidad dimensional bajo condiciones normales y constantes de laboratorio (23 °C/50% de humedad relativa).

- UNE-EN 1604. 1997.

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la estabilidad dimensional bajo condiciones específicas de temperatura y humedad.

- UNE-EN 1605. 1997

Productos aislantes térmicos para aplicaciones en la edificación. Determinación de la estabilidad dimensional bajo condiciones específicas de fuerza de compresión y temperatura.

- UNE-EN 13164. 2001

Productos Aislantes Térmicos para aplicaciones en la edificación. Productos manufacturados de poliestireno extruido (XPS).

### **2.7.3. DIRECTIVAS EUROPEAS.**

- CEPMC2005.

Durability of the Performance of Construction Products, CEPMC. Bruselas, 2005.

- EC2004.

Durability and the Construction Products Directive. Comisión Europea, DG Enterprise and Industry, Bruselas, 2004.

### **2.7.4. EUROCÓDIGOS<sup>1</sup>**

- UNE-ENV 1990. 2003

Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras.

- UNE-ENV 1991. 2007

Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones de estructuras.

- UNE-ENV 1992. 2010.

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.

- UNE-ENV 1993. 2008.

Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.

- UNE-ENV 1994. 2005

Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.

- UNE-ENV 1995. 2011

Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera.

- UNE-ENV 1996. 2011.

Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica.

- UNE-ENV 1997. 2001.

Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.

- UNE-ENV 1998. 2011

Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes.

- UNE-ENV 1999. 2007

Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.

---

<sup>1</sup> Se incluyen eurocódigos, generalmente ya incluidos en la normativa española, que pueden afectar de forma indirecta al emplear EPS, según el uso al que vaya destinado el material.

## **2.8. EL POLIESTIRENO EXTRUSIONADO: FABRICACIÓN, PROPIEDADES, DURABILIDAD Y APLICACIONES.**

En esta sección sólo se pretende hacer una breve reseña sobre este material, ya que en algunas de las aplicaciones que en este trabajo se proponen, se sugiere su empleo como material alternativo.

El proceso de fabricación del XPS (poliestireno extrusionado) comprende las siguientes fases:

- Extrusión
- Expansión
- Estabilización
- Mecanización

Los paneles de XPS se fabrican por un proceso de extrusión, a partir de resina de poliestireno en forma de granza. La granza se introduce en la extrusora junto a otros aditivos, fundiéndose y mezclándose hasta formar un fluido viscoso.

Se inyecta entonces un agente espumante, bajo condiciones muy controladas de presión y temperatura, a continuación la mezcla espumable se conduce hasta el cabezal, produciéndose la expansión. Durante la calibración se da la forma a la masa procedente del cabezal permitiendo un acabado liso y plano de la superficie de los paneles y la uniformidad y homogeneidad de la masa en todo el perímetro de los paneles.

La banda de XPS resultante circula a través de una línea continua a lo largo de la cual se cortan los paneles a la dimensión deseada, se dejan reposar los paneles para estabilizar sus dimensiones, se mecanizan las ranuras y bordes y finalmente se paletizan los paneles.

No nos vamos a aquí a detallar las propiedades del XPS, puesto que son muy similares a las del EPS, y entendemos que se sale del objeto de esta tesis; pero si creemos de interés señalar algunas cuestiones que diferencian estos dos materiales:

1. El aislamiento térmico del XPS es superior al del EPS
2. El precio del poliestireno extruido es muy superior al del expandido, cuestión esta que hace que su uso se extienda casi únicamente en el campo de los aislamientos.
3. El coeficiente (medio) de difusión al vapor en el material extruido es superior al del expandido (ver la sección 2.2.1.7)

Si bien es cierto, que con EPS se puede llegar a valores similares a los del XPS, es a costa de elevar de forma importante la densidad, y por tanto, los costes de fabricación, lo que lo haría perder competitividad.

Este último aspecto, junto a una degradación algo más lenta a largo plazo, hace que en presencia de aguas agresivas en el subsuelo, pueda ser más conveniente técnicamente, la sustitución del poliestireno expandido por el extrusionado, o la interposición de elementos de protección como geomembranas (evitando los materiales de PVC, con cuyo contacto parece que se produce cierta reacción y degradación).

En cuanto a las aplicaciones del poliestireno extrusionado, entendemos, que no es tampoco objeto fundamental de este trabajo, siendo además en muchos casos, muy similares a las del mismo material, pero expandido. En consecuencia, únicamente vamos a señalar aquí, de forma resumida, algunos de sus usos más extendidos<sup>2</sup>:

- Aislamientos en cámaras y cubiertas.
- Aislamiento formando parte de paneles tipo sándwich en cerramientos y cubiertas.
- Aislamiento en suelos radiantes.
- Aislamiento en instalaciones de abastecimiento.

---

<sup>2</sup> La inmensa mayoría de la producción de XPS se realiza en el formato de paneles, encareciéndose de forma importante su producción en el formato de bloques. Esto supone que la inmensa mayoría de las aplicaciones de este material sea para elementos de aislamiento. Se entiende, por tanto, que en ese sentido el material, en la modalidad de extrusionado está más limitado.





## CAPÍTULO 3.

### ANÁLISIS TEÓRICO.

#### 3.1. CONSOLIDACIÓN.

En este apartado se va a hacer una exposición de las distintas teorías que existen sobre el tema, íntimamente relacionado con el estudio realizado para los terraplenes que se realiza en el capítulo IX.

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión intersticial del agua aumenta repentinamente. En suelos granulares que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión intersticial se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos granulares, el asentamiento es casi inmediato y la consolidación se efectúa simultáneamente a éste. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. En estas situaciones, el asentamiento por consolidación depende del tiempo.

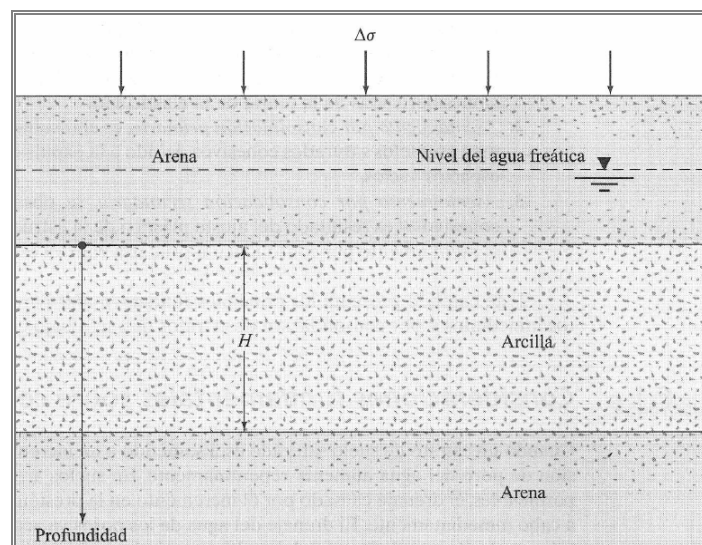


Figura 3.1. Variación de la presión total bajo un incremento de carga.  
(Das. B. 2012) Fundamentals of geotechnical engineering.

Si un estrato de arcilla saturada de espesor  $H$  está confinado entre dos estratos de arena (figura 3.1.) y sometido a un incremento instantáneo en la presión total de  $\Delta\sigma$ , donde:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

siendo:

- $\Delta\sigma'$  el incremento de presión efectiva y
- $\Delta u$  el incremento de presión intersticial

Como la arcilla tiene muy baja permeabilidad y el agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo, en el tiempo  $t = 0$ , el incremento de la presión total,  $\Delta\sigma$ , será asumido por el agua ( $\Delta\sigma = \Delta u$ ) a toda profundidad (figura 3.2.b). Ningún esfuerzo será asumido por el esqueleto del suelo (es decir, el incremento de presión efectiva  $\Delta\sigma' = 0$ ).

Después de la aplicación de la carga, el agua en los espacios vacíos empezará a ser expulsada lentamente y se drenará en ambas direcciones hacia los estratos de arena. Por medio de este proceso, el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad sobre el estrato de arcilla decrecerá gradualmente y el esfuerzo absorbido por los sólidos del suelo se incrementará. Así entonces, en el tiempo  $0 < t < \infty$ . Sin embargo, las magnitudes de  $\Delta\sigma'$  y  $\Delta u$  a diversas profundidades cambiarán (figura 3.2.c), dependiendo de la distancia mínima de la trayectoria de drenaje a cualquiera de los estratos de arena, superior o inferior.

Teóricamente, en el tiempo  $t = \infty$ , la presión intersticial se disipará por efecto del drenaje, dando  $\Delta u = 0$ . El incremento de la presión total será absorbido entonces por la estructura del suelo (figura 3.2.d), por lo que:  $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$

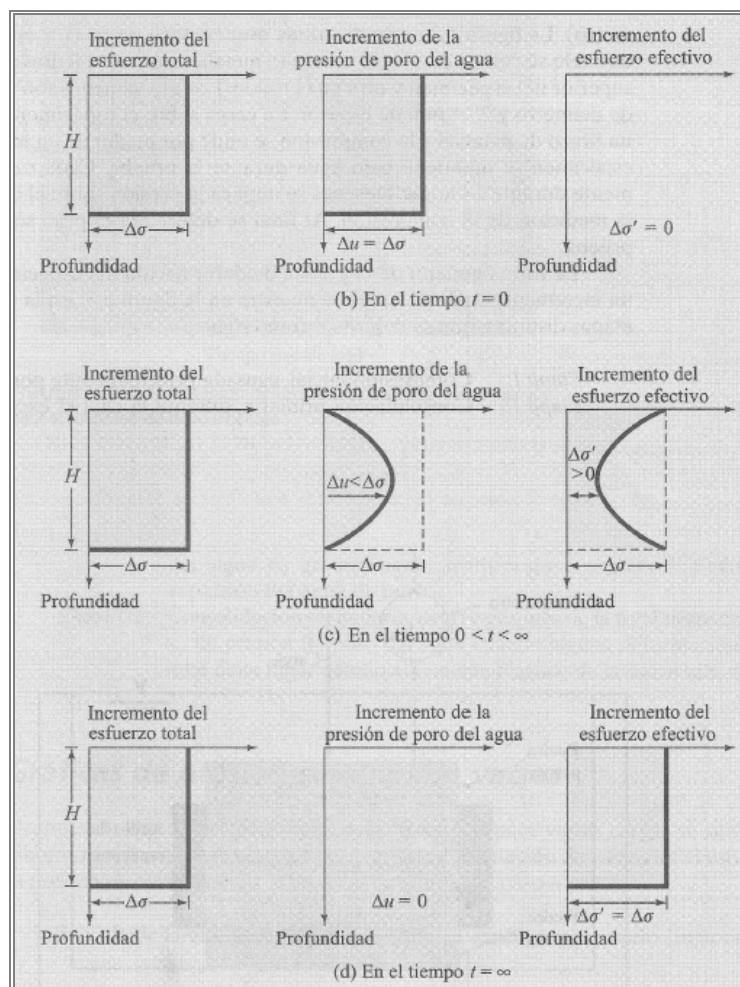


Figura 3.2. Variación de la presión total bajo un incremento de carga (continuación).  
(Das. B. 2012) Fundamentals of geotechnical engineering.

De lo hasta aquí expuesto, se deduce que el fenómeno de la consolidación consta de tres fases:

- Consolidación inicial: por deformación propia del aparato de ensayos, cierre de fisuras o compresión de burbujas de gaseosas.
- Consolidación primaria: expulsión del agua intersticial sobrante.
- Consolidación secundaria: por el propio reajuste de las partículas.

### 3.1.1. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS.

En arcillas normalmente consolidadas, el asiento por consolidación primaria se estima por la expresión:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad [3.1]$$

siendo:

- $C_c$  el índice de compresión;
- $H$  la altura del estrato estudiado;
- $e_0$  índice de poros;
- $\sigma'_0$  la presión efectiva inicial y
- $\Delta \sigma'$  el incremento de presión efectiva

mientras que en arcillas preconsolidadas, para  $\sigma'_0 + \Delta \sigma' \leq \sigma'_c$ , el mismo asiento por consolidación primaria resultante sería:

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad [3.2]$$

Si  $\sigma'_0 + \Delta \sigma' > \sigma'_c$ :

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad [3.3]$$

siendo:

- $C_s$  el índice de expansión y
- $\sigma'_c$  la presión de preconsolidación.

Una vez finalizada la consolidación primaria, se produce un aumento de los asientos por efecto del ajuste plástico, tomando el valor:

$$S_s = \frac{C_\alpha H}{1 + e_p} \log \left( \frac{t_1}{t_2} \right) \quad [3.4]$$

donde:

- $C_\alpha$  el índice de compresión secundaria;
- $H$  la altura del estrato estudiado;

$e_p$  el índice de poros al finalizar la consolidación primaria y  
 $t_1, t_2$  el tiempo

Varios factores influyen en la magnitud de la consolidación secundaria y algunos de ellos no son entendidos a ú n hoy claramente [Mesri, 1973, 1987]. El porcentaje de compresión secundaria respecto a la primaria para un espesor dado del estrato de suelo es dependiente de la razón del incremento de presiones ( $\Delta\sigma'$ ) respecto a la presión efectiva inicial ( $\sigma'_0$ ). Para valores pequeños de la relación  $\Delta\sigma'/\sigma'_0$  la tasa de la compresión secundaria respecto a la primaria será mayor.

### **3.1.2. TEORÍA DE TERZAGHI PARA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.**

Las ecuaciones anteriores no nos proporcionan ninguna información respecto a la velocidad con que ocurre la consolidación primaria. Terzaghi [1925] propuso la primera teoría para considerar la velocidad de la consolidación unidimensional en suelos arcillosos saturados. Para poder abordar el cálculo matemático, se parte de las siguientes hipótesis:

1. El sistema es homogéneo.
2. La saturación es completa.
3. La compresibilidad del agua es despreciable.
4. La compresibilidad de los granos de suelo es despreciable (pero los granos de suelo se reacomodan).
5. Compresión unidimensional.
6. Flujo unidimensional.
7. La ley de Darcy es válida.
8. El índice de poros depende únicamente de la presión efectiva.
9. Se suponen pequeñas deformaciones.
10. Valores constantes para la permeabilidad y el módulo edométrico instantáneo durante toda la consolidación.

Mientras que en la mayoría de las situaciones, podemos asumir las siete primeras hipótesis; la número 8 se cumple para la consolidación primaria, pero no así en la secundaria, por lo que su validez sólo será cierta cuando ésta tenga poca repercusión.

En cuanto a la hipótesis 10, sin bien es cierto que tanto la permeabilidad como el módulo edométrico son variables, su producto suele mantenerse constante, sobre todo para incrementos de presión no muy grandes. Por tanto, según las expresiones siguientes, podemos afirmar que la hipótesis 10 es también válida en la mayoría de los casos.

Recientemente se ha resuelto la solución para ciertas situaciones en las que el flujo de agua no responda a la ley de Darcy [Liu Z. et al, 2009], estableciéndose una función polinómica para los casos de velocidad de flujo de agua más bajos, y otra función lineal en el caso de velocidades más altas; comparándose los resultados como modelos por elementos finitos espaciales y con los resultados obtenidos aplicando la teoría de Terzaghi; concluyéndose, que en muchos casos, el proceso de consolidación se produce con mayor lentitud a lo que resulta con teorías anteriores.

La ecuación diferencial a resolver tiene la expresión siguiente:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad [3.5]$$

siendo:

$$C_v = \frac{k_v E_m}{\gamma_w} ;$$

$k_v$  es la permeabilidad y  
 $E_m$  el módulo edométrico instantáneo

Esta constituye la ecuación diferencial básica de la teoría de la consolidación de Terzaghi y se resuelve con las siguientes condiciones de contorno:

1. Para  $z=0$ ,  $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$
2. Para  $z=H$   $u=0$
3. Para  $t=0$ ,  $u= u_i$

siendo  $u_i$  el exceso de presión intersticial.

Si definimos el *factor de tiempo*  $T_v$  como  $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$  y el *grado de consolidación*  $U_z$ , como la relación existente entre la deformación en un instante  $t$  y la deformación final en dicho punto:

$$U_z = \frac{\varepsilon_{zt}}{\varepsilon_f} = 1 - \frac{u_{zt}}{u_i} \quad [3.6]$$

De esta forma la ecuación [1.5.] se transforma en

$$\frac{\partial^2 U_z}{\partial \left(\frac{z}{H}\right)^2} = \frac{\partial U_z}{\partial T_v} \quad [3.7]$$

con las siguientes condiciones de contorno:

1. Para  $(z/H)=0$ ,  $\frac{\partial U_z}{\partial \left(\frac{z}{H}\right)} = 0$
2. Para  $(z/H)=1$   $U_z=0$
3. Para  $T_v=0$ ,  $U_z= u_i$

Resolviendo la ecuación diferencial obtenemos la solución buscada:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2(-1)^m}{M} \cos\left(M \frac{z}{H}\right) e^{-M^2 T_v} \quad [3.8]$$

donde  $M = (\pi/2)(2m+1)$ . Esta ecuación es la que aparece representada en la figura 3.2.

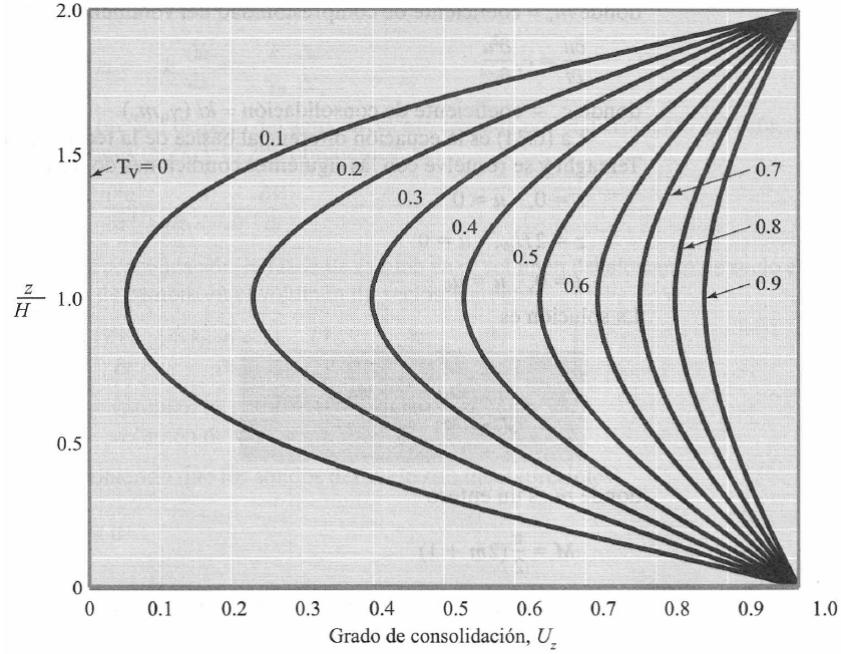


Figura 3.3. Variación del grado de consolidación con  $T_v$  y  $z/H$  (Taylor 1961)

El grado de consolidación medio para toda la profundidad del estrato de arcilla en cualquier tiempo  $t$  se escribe como:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad [3.9]$$

En la tabla 3.1. se muestra la relación existente entre  $T_v$  y  $U$

### 3.1.3. TEORÍA DE DAVIS Y RAYMOND.

Aplicable únicamente a suelos normalmente consolidados, esta teoría considera el valor del módulo edométrico instantáneo mediante la expresión:

$$E_m = \frac{(1+e)\sigma'}{0.434C_c} \quad [3.10]$$

Teniendo presente que se supone cumplida la hipótesis de pequeñas deformaciones, y que en el proceso de consolidación, el término  $(1+e)$  varía mucho menos en comparación

a  $\sigma'$ , se puede considerar  $(1+e)$  como una constante, y por tanto  $E_m = C\sigma'$ , siendo C una constante.

Por otra parte, ya señalamos que generalmente  $C_v$  es relativamente constante, concluyéndose de la expresión siguiente:

$$C_v = \frac{k_v E_m}{\gamma_w} \quad [3.11]$$

que la permeabilidad es inversamente proporcional al módulo edométrico.

Para valores de la relación entre el incremento de presiones efectiva y la inicial hasta valores no superiores a 0,5 ambas teorías dan resultados muy aproximados a los reales, mientras que para valores de más de 1 la teoría de Davis se ha comprobado como más exacta (Burland y Roscoe 1969).

$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.340	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	$\infty$
33	0.0855	67	0.364		

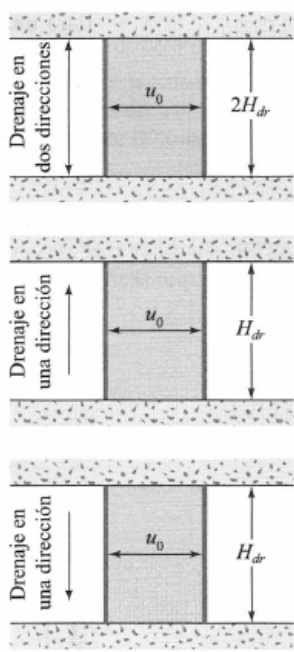


Tabla 3.1. Relación entre el grado de consolidación U y el factor de tiempo  $T_v$   
(Das. B. 2012) Fundamentals of geotechnical engineering.



### 3.1.4. TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN CUANDO NO SE CUMPLE LA HIPÓTESIS DE PEQUEÑAS DEFORMACIONES.

El punto de partida aquí son las ocho primeras hipótesis planteadas por Terzaghi, pero no se consideran válidas las dos últimas [Gibson et al, 1967], y se estima como constante el cociente

$$C_F = C_V \frac{(1+e_0)^2}{(1+e)^2} \quad [3.12]$$

De esta forma, se establece una expresión semejante a la [3.9.], ahora entre  $U$  y  $T_0$ , que toman los valores:

$$U = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_f}; \quad T_0 = \frac{C_F t}{H_0^2} \quad [3.13]$$

siendo  $2H_0$  el espesor inicial de la capa de suelo que drena por ambos lados.

Esta teoría no pone restricciones a la relación entre el índice de poros y la presión efectiva, ni exige que sea constante la permeabilidad.

### 3.1.5. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA DISTRIBUCIONES DISTINTAS DE LA PRESIÓN INTERSTICIAL INICIAL.

Cuando la capa de arcilla tiene un espesor importante, el incremento de presiones producido por una nueva carga puede variar de forma importante con la profundidad.

Si partimos del grado de consolidación:

$$U = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_f} = \frac{\frac{1}{2H} \int_0^{2H} \varepsilon_{zt} dz}{\frac{1}{2H} \int_0^{2H} \varepsilon_{zf} dz} = 1 - \frac{\int_0^{2H} u_{zt} dz}{\int_0^{2H} u_i dz} \quad [3.14]$$

Si la presión intersticial en exceso es lineal, con drenaje por ambos lados, el grado de consolidación es igual para un mismo factor de tiempo, que cuando es uniforme (figura 3.4.I). Si por el contrario, la distribución fuese senoidal (caso II) o triangular (caso III) la consolidación tiene un proceso algo más lento como se puede observar en la parte inferior de la figura 3.4.

Las curvas serían válidas para drenaje por ambos extremos en los tres casos, y para drenaje por un solo extremos para los casos II y III.

Cuando la distribución de las presiones difiera de las aquí presentadas, se podrá aplicar el principio de superposición a las  $u$ .

### 3.1.6. INFLUENCIA DE CARGA VARIABLE CON EL TIEMPO.

Hay multitud de casos en los que la aplicación de las cargas no se puede considerar instantánea, y por tanto es necesario tener presente su distribución en el tiempo (ver esquema en la figura 3.5). Este problema fue resuelto por Schiffman et al [1973].

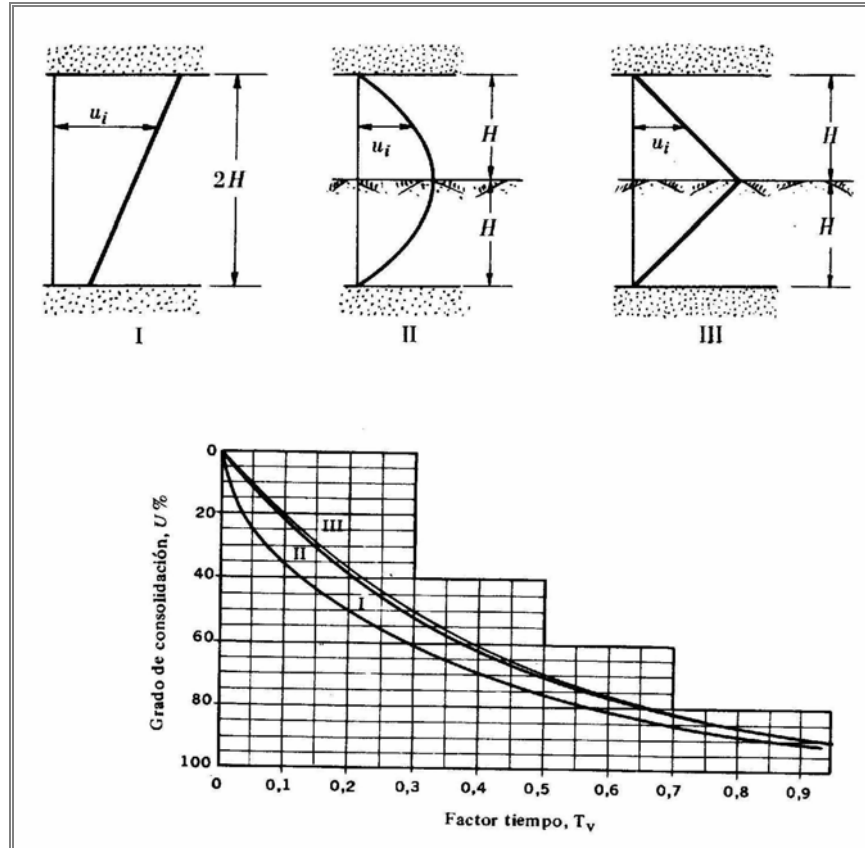


Figura 3.4. Curvas de consolidación para distintas distribuciones de la presión inicial (Jiménez J.A. et al 1981)

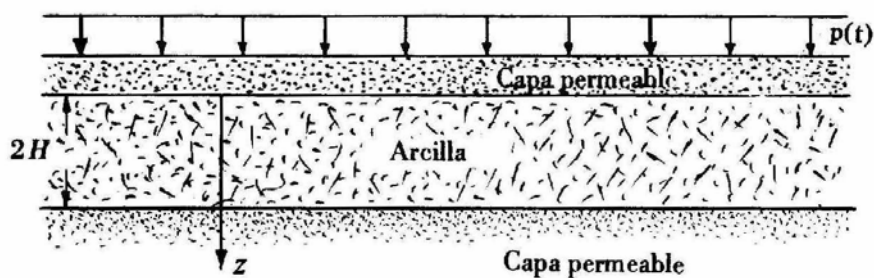


Figura 3.5. Esquema de acción variable con el tiempo

Si se admiten todas las hipótesis asumidas en la teoría de Terzaghi, la ecuación diferencial resultante sería:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial p}{\partial t} \quad [3.15]$$

siendo  $p$  la presión exterior.

Si denominamos  $t_c$  al tiempo correspondiente al final del proceso de carga,  $T_{vc}$  al factor de tiempo correspondiente y  $p_c$  a la presión exterior final; la presión intersticial en un punto e instante determinados vendría dada por las ecuaciones:

$$u = \frac{p_c}{T_{vc}} \left[ \frac{z}{H} - \frac{1}{2} \left( \frac{z}{H} \right)^2 - f \left( \frac{z}{H}, T_v \right) \right] \quad [3.16]$$

para  $0 \leq T_v \leq T_{vc}$

$$u = \frac{p_c}{T_{vc}} \left[ f \left( \frac{z}{H}, T_v - T_{vc} \right) - f \left( \frac{z}{H}, T_v \right) \right] \quad [3.17]$$

para  $T_{vc} \leq T_v$

tomando la función  $f \left( \frac{z}{H}, T_v \right)$  valores tabulados.

Para situaciones de carga distintas de la lineal, se podrá aplicar el principio de superposición, asimilando las distintas formas de carga a tramos lineales.

### 3.1.7. CONSOLIDACIÓN TRIDIMENSIONAL.

Hasta este punto se ha considerado que el proceso de consolidación es unidimensional. Aún cuando esa simplificación es aplicable a muchos casos en la práctica diaria, hay muchas situaciones en las que el proceso tiene carácter claramente tridimensional.

Siguiendo la teoría de Terzaghi-Rendulic, vamos a hacer un repaso al caso tridimensional sometido a un incremento de carga externa.

Las hipótesis de partida son las siguientes:

1. El sistema es inicialmente homogéneo.
2. La saturación es completa.
3. La compresibilidad del agua y de las partículas de suelo es despreciable.
4. Se supone aplicado el cálculo a partículas de tamaño finito.
5. Validez de la ley de Darcy.
6. Se suponen pequeñas deformaciones.
7. El suelo puede ser anisótropo, pero debe tener tres planos de simetría ortogonales entre sí que se cortan según tres direcciones principales.
8. Valores constantes para los coeficientes de permeabilidad en las tres direcciones principales.

9. La deformación volumétrica unitaria es función lineal de las tensiones efectivas.

10. Al no variar las acciones externas durante la consolidación, tampoco lo harán las presiones principales totales, lo cual evidentemente no es cierto.

La hipótesis 7 no tiene presente la existencia de la consolidación secundaria, la cual puede ser fundamental en multitud de circunstancias.

En estas circunstancias, la ecuación diferencial resultante toma la forma:

$$C_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad [3.18]$$

siendo:

$$C_i = \frac{k_i K}{3\gamma_w} \quad (i = x, y, z)$$

$K$  una constante tal que  $\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{3}{K}$  aplicando la hipótesis nº 7

Para suelos estratificados la expresión anterior se transforma en

$$C_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + C_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad [3.19]$$

Si el suelo fuese isótropo  $c_i = c$ , y la ecuación 3.18 se convertiría en:

$$C \Delta^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} \quad [3.20]$$

con:

$$C = \frac{kK}{3\gamma_w}$$

Al aumentar  $\sigma'_{ij}$  disminuirá  $k$  y por contra, aumentará  $K$ , pero posiblemente el producto de ambas se mantendrá prácticamente constante, por lo que en cierta forma se justifican las hipótesis 8 y 9.

Si se considera el suelo como lineal elástico e isótropo, el valor de  $C$  dependerá de las dimensiones de la propia consolidación; esto es, para consolidación unidimensional:

$$C_v = \frac{kE'}{\gamma_w} \cdot \frac{1 - \nu'}{(1 - 2\nu')(1 + \nu')} \quad [3.21]$$

En un estado de deformación plana:

$$C_2 = \frac{kE'}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{2(1 - 2\nu')(1 + \nu')} = \frac{C_v}{2(1 - \nu')} \quad [3.22]$$

Si la consolidación es tridimensional:

$$C_3 = \frac{kE'}{\gamma_w} \cdot \frac{1-\nu'}{(1-2\nu')(1+\nu')} = \frac{C_v}{3} \frac{(1+\nu')}{(1-\nu')} \quad [3.23]$$

La hipótesis 10 claramente no es válida, ya que el coeficiente de Poisson es variable durante el proceso de consolidación. La validez de esta hipótesis dependerá por tanto de la diferencia entre el coeficiente  $\nu'$  al principio y al final del proceso. En todo caso diversos estudios [Viggiani, 1970; Davis y Poulus, 1970; Christian et al, 1972] han demostrado la poca repercusión práctica de este aspecto.

Cuando la capa de arcilla no se encuentre completamente saturada, la solución se encontrará determinando simultáneamente la solución de dos ecuaciones diferenciales, una para la presión del agua y otra para la del aire contenido en los poros [Delwyn G. et al 1979; Dakshanamurthy V. et al 1984].

### 3.1.8. APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS.

Hay multitud de situaciones en las que no existe una solución analítica adecuada para ciertos problemas, o ésta es de difícil resolución. Está hoy día muy extendida la aplicación de métodos numéricos para resolver estos casos.

El modelado de suelos parcialmente saturados ha sido abordado a partir de diferentes enfoques teóricos [Mroginiski et al, 2010]. Sin embargo, las teorías más difundidas en la comunidad científica se agrupan en dos grandes categorías, la primera de ellas está basada en un proceso de homogenización y teoría de mezclas [Lewis y Scheffler, 1998] conduciendo a sistemas de ecuaciones no simétricas, mientras que la segunda emplea técnicas de aproximación para obtener las relaciones volumétricas, como ser una combinación de estados [Di Rado et al., 2004, 2009] que permite alternar entre un sistema de ecuaciones matriciales simétricas o no simétricas dependiendo de la influencia de la relación entre el grado de saturación y la succión.

Rado H. [2004] plantea un método que consiste en la resolución de tres ecuaciones, la de equilibrio y las de continuidad del agua y el aire:

$$G \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} + (\lambda + G) \frac{\partial^2 u_j}{\partial x_i \partial x_j} + a_1 \frac{\partial u_w}{\partial x_i} + a_2 \frac{\partial u_a}{\partial x_i} + F_i = 0 \quad [3.23]$$

$$-\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \rho_w \frac{k_{wi}}{\gamma_w} \frac{\partial u_w}{\partial x_i} \right) = -n_w c_f \frac{\partial u_w}{\partial t} + \frac{1}{V} \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad [3.24]$$

$$-\frac{1}{\rho_a} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( D_i \frac{\partial u_a}{\partial x_i} \right) = -\frac{n_a}{P} \frac{\partial u_a}{\partial t} + \frac{1}{V} \frac{\partial V_a}{\partial t} \quad [3.25]$$

donde:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \text{ siendo } E \text{ el módulo de elasticidad y } \nu \text{ el coeficiente de Poisson;}$$

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} ;$$

$u_i$	las componentes del desplazamiento;
$u_w$	la presión de poro del agua;
$u_a$	la presión de poro del aire;
$F_i$	La fuerza por unidad de volumen;
$a_1, a_2$	coeficientes de Biot (1941, 1956);
$\rho_w$	densidad del agua;
$\gamma_w$	peso específico del agua;
$k_{wi}$	el coeficiente de permeabilidad;
$n_w$	la porosidad;
$c_f$	coeficiente de compresibilidad del agua;
$D_i$	es el coeficiente de difusión;
$V_w$	volumen del agua del poro
$V_a$	volumen del aire
$V$	volumen total

Aplicando el método de los residuos ponderados se obtiene a partir de éstas la formulación por el MEF. Esto permitiría extender la solución hacia problemas en suelos no saturados. Además, investigaciones recientes [Mroginski, J. et al 2005], han logrado abordar problemas con condiciones de no linealidad para el caso tridimensional.

Un método simplificado aplicado a suelos saturados fue planteado por Aguilar [2010]. Este modelo se basa en el cumplimiento de las ecuaciones de equilibrio mecánico y de un modelo del flujo, a partir de los cuales se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales [Beneyto et al, 2005].

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - a_1 \dot{p}^w \delta_{ij} \quad [3.26]$$

$$\frac{1}{\rho_w} \text{div}(\rho_w S_w v^{vs}) = a_1 \dot{\epsilon}_{ii} - a_{11} \dot{p}^w \quad [3.27]$$

Sujeto a las siguientes condiciones de contorno para el desplazamiento y el flujo

$$\rho_w \frac{k k^{rw}}{u^w} (-\nabla p^w + \rho_w g)^T \cdot n = q^w \quad \text{en} \quad \Gamma^w \quad [3.28]$$

$$N^T \sigma = \hat{t} \quad \text{en} \quad \Gamma^u$$

Donde  $\sigma'_{ij}$  es el tensor de tensiones efectivo,  $\sigma_{ij}$  es el tensor de tensiones totales, aprovechando la simetría de  $\sigma_{ij}$ , el tensor de tensiones puede expresarse como  $\sigma = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}\}^T$  para problemas bidimensionales; y  $a_1, a_{11}$  son constantes que dependen de las propiedades materiales del suelo;  $p_w$  es el vector de velocidad de la presión del agua  $\delta_{ij}$  es la función delta de Dirac que vale la unidad para  $i=j$ , y vale cero para  $i \neq j$ ;  $\rho_w$  es la densidad del agua;  $S_w$  es el grado de saturación del agua que varía de cero a uno. Para un suelo saturado  $S_w=1$ ;  $v^{vs}$  es la velocidad relativa del agua respecto del suelo;  $\epsilon_{ij}$  es un elemento del vector de velocidades de las deformaciones, para el caso plano  $\{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}\}^T$ . Por otro lado  $q_w$  es el vector de flujo del agua;  $g$  la aceleración de la gravedad;  $\text{div}(\bullet)$  la divergencia de la función  $(\bullet)$ . Los parámetros  $a_1$  y  $a_{11}$  para un suelo saturado fueron determinados por Beneyto [2005]

La matriz de rigidez de un elemento finito de suelo saturado obtenida sería de la forma:

$$K_e = \begin{bmatrix} K & -Q_{sw} \\ -Q_{ws} & -P_{ww} \end{bmatrix} \quad [3.29]$$

Donde  $K$  es la matriz de rigidez del elemento finito sólido;  $Q_{sw}$  es la matriz de acoplamiento sólido-líquido;  $Q_{ws}$  es la matriz de acoplamiento líquido-sólido. Para el método simplificado  $Q_{sw} = Q_{ws}$ ;  $P_{ww}$  es la matriz de rigidez de la fase líquida.

En el modelo planteado se trabaja con un elemento finito de 8 nodos para definir el campo de desplazamientos y con un elemento finito de 4 nodos para las presiones, de esta manera se cumple con la condición de convergencia de Babuska-Brezzi [Lewis & Scheffler 1998], que recomienda que el orden de los grados de libertad de los desplazamientos sea mayor al orden de los grados de libertad de las presiones, para garantizar convergencia en la solución. En la figura 3.6 se muestran los dos elementos finitos por separado, y el elemento mixto en la figura 3.7.

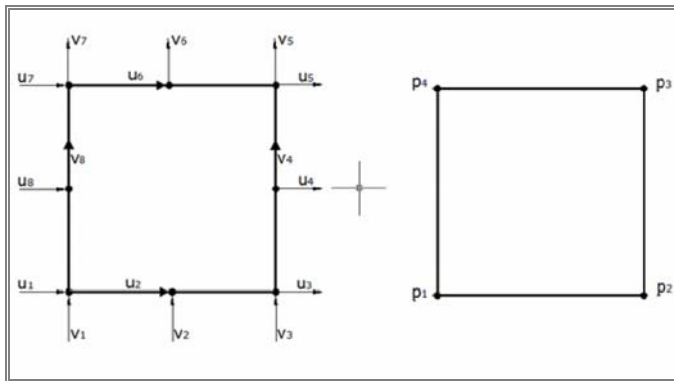


Figura 3.6. Elementos finitos para los desplazamientos y las presiones. (Aguar et al, 2010)

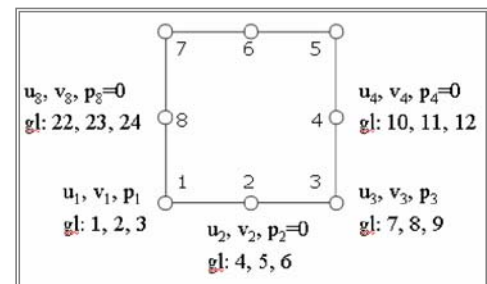


Figura 3.7. Grados de libertad del elemento finito mixto.

## 3.2. ANÁLISIS DE MUROS DE CONTENCIÓN.

### 3.2.1. ANÁLISIS DEL EMPUJE ACTIVO.

La situación más frecuente es la de suelos granulares, fue resuelta por Coulomb en 1973.

Suponiendo la línea de rotura recta, se podrá establecer el equilibrio de las siguientes fuerzas (figura 3.8): el peso  $P_t$  de la cuña del suelo comprendida entre el muro y la línea de rotura, la reacción  $E_a$  del muro contra el terreno (que forma un ángulo  $\delta$  de rozamiento entre muro y terreno), igual y contraria al empuje activo que actúa sobre el muro y la reacción  $F$  del terreno bajo la cuña sobre ésta, formando un ángulo  $\phi$  (ángulo de rozamiento interno del terreno).

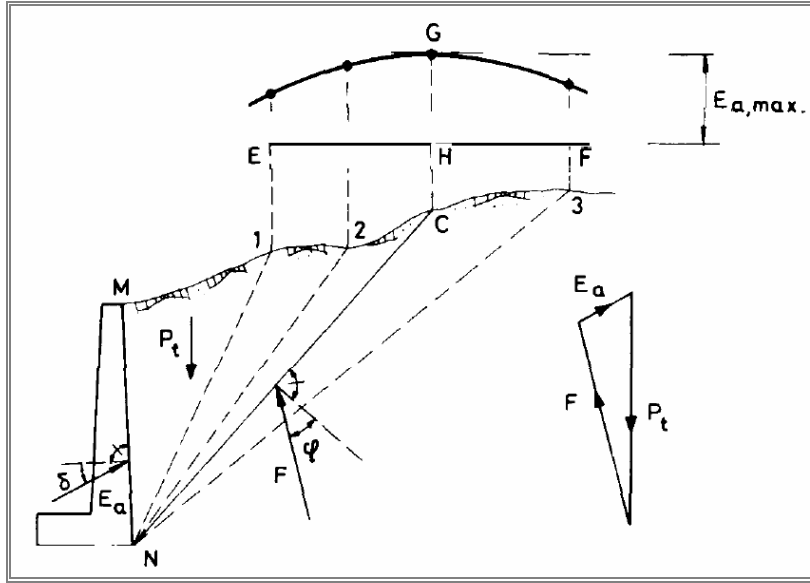


Figura 3.8. Equilibrio de la cuña de rotura en un muro. (Calavera J. 2001)

En el caso de que la superficie del terreno sea recta, las componentes  $E_h$  y  $E_v$  de la presión en un punto A del trasdós (a profundidad  $z$ ) viene dado por:

$$E_h = \gamma z K_{ah}; \quad E_v = \gamma z K_{av} \quad [3.30]$$

siendo  $K_{av}$  el coeficiente de empuje activo de valor

$$K_{ah} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}; \quad K_{av} = K_{ah} \cdot \cot g(\alpha - \delta) \quad [3.31]$$

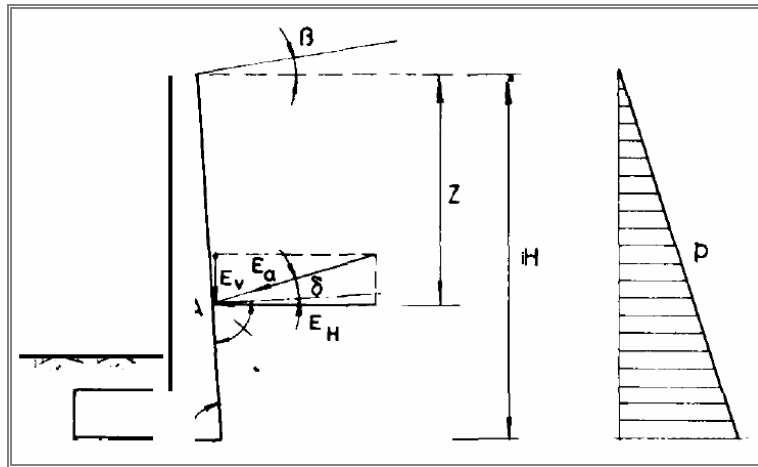


Figura 3.9. Empuje activo en muro con superficie recta. (Calavera J. 2001)



Las componentes  $E_h$  y  $E_v$  horizontal y vertical del empuje total  $E$ , por unidad de longitud del muro, viene determinada por las siguientes expresiones:

$$E_h = \gamma \frac{H^2}{2} K_{ah}; \quad E_v = \gamma \frac{H^2}{2} K_{av} \quad [3.32]$$

aplicado a una profundidad  $z_E = 2/3H$

Si nos encontramos con la situación particular de que la superficie del terreno sea horizontal, los valores del coeficiente de empuje activo y la componente horizontal del empuje toman los valores:

$$K_{ah} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}; \quad E_h = \gamma \frac{H^2}{2} \cdot \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad [3.33]$$

Por su facilidad de aplicación, incluimos brevemente el método de Poncelet (figura 3.10) para determinar el empuje activo y el ángulo  $\vartheta$  correspondiente a la cuña de deslizamiento. La construcción consiste en trazar  $AM$ , formando el ángulo  $\varphi$  con la horizontal. Por la coronación  $N$  se traza  $NO$  formando el ángulo  $\varphi + \delta$  con el trasdós y se determina el punto  $O$ . Sobre  $AM$  se traza una semicircunferencia y por  $O$  la perpendicular a  $AM$  hasta obtener  $B$ . Con centro en  $A$  y radio  $AB$  se determina  $C$  en  $AM$  y se traza  $CD$  paralela a  $NO$ .  $AD$  es el plano de deslizamiento y  $\vartheta$  el ángulo correspondiente. El empuje toma el valor

$$E_a = \gamma \frac{\overline{CD} \cdot \overline{DE}}{2} \quad [3.34]$$

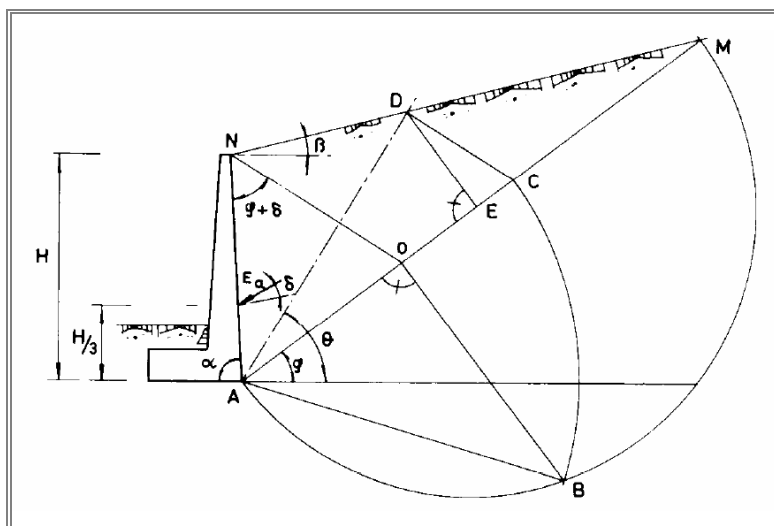


Figura 3.10. Método gráfico de Poncelet. (Jiménez J.A., Justo J.L. 1981) Geotecnia y Cimientos II.

A continuación exponemos la teoría de Rankine [1857] para suelos granulares, la cual se basa suponer la superficie del terreno plana y en que éste presenta dos superficies planas de rotura formando ángulos de  $45 \pm (\varphi/2)$  con la horizontal.

Para el caso particular de trasdós vertical, las componentes de la presión a profundidad  $z$  toman el valor:

$$E_h = \gamma z K_{ar}; \quad E_v = \gamma z K_{vr} \quad [3.35]$$

siendo

$$K_{ar} = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad [3.36]$$

$$K_{vr} = \sin \beta \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad [3.37]$$

Hay otras teorías [Kötter 1903, Soubra y Macuh 2002] que plantean un arranque para la superficie de deslizamiento mediante una espiral logarítmica (figura 3.11)

En la figura 3.11 los coeficientes presentan los siguientes significados:

- H altura del muro,
- $\alpha$  inclinación de la tangente a la espiral respecto a la horizontal,
- $\theta$  ángulo de la espiral medido a partir del radio inicial,
- $r_0$  radio inicial de la espiral logarítmica a  $\theta = 0$ ,
- $r$  radio de la espiral en el punto G correspondiente al ángulo  $\theta$ ,
- $\theta_m$  ángulo máximo de la espiral,
- $r_1$  radio correspondiente al ángulo  $\theta = \theta_m$
- $\theta_v$  ángulo entre el trasdós del muro y el radio  $r_1$

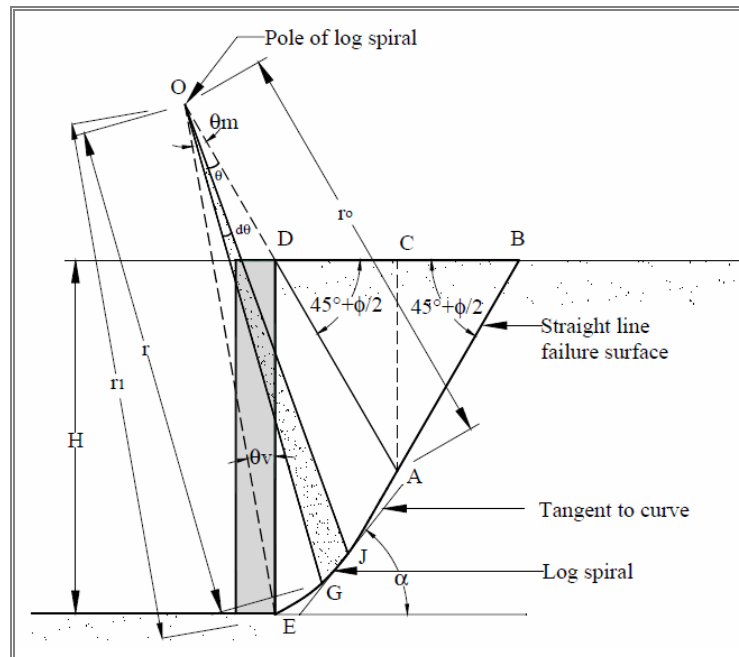


Figura 3.11. Mecanismo de rotura en suelos granulares. (Kame G. S. 2010).

En la figura 3.11, se muestra un muro de contención vertical, DE, con un relleno granular. La superficie de rotura consiste en el arranque en espiral EA, que se origina a partir de la base, con la tangente, AB, que parte de la superficie del suelo con un ángulo,  $45 + \phi / 2$ , donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento interno del suelo. Por lo tanto, como se ve en la figura, ABD es una zona de Rankine y el polo de la espiral se encuentra en la línea AD o en su prolongación.

Basándose en esta teoría se obtienen los siguientes resultados del empuje:

$$P_{av} = W_{ACD} + W_{ADE} - R_v; \quad P_{ah} = R_H + H_1 \quad [3.38]$$

siendo

$H_1$  el empuje de Rankine de la cuña ABC  
 $R_h$  y  $R_v$  las reacciones del suelo en la zona de la espiral AE, que se determinan mediante la solución integral

$$R_H = \int_0^{\theta_m} pr_0 e^{\theta \tan \phi} \sec \phi \sin(\theta_L - \theta) d\theta \quad [3.39]$$

$$R_V = \int_0^{\theta_m} pr_0 e^{\theta \tan \phi} \sec \phi \cos(\theta_L - \theta) d\theta \quad [3.40]$$

Cuando se de la circunstancia de que exista una carga en faja sobre el terreno (figura 3.12), la presión horizontal a una profundidad  $z$ , contra el muro tomaría la expresión:

$$p_q = \frac{kq}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad [3.41]$$

siendo

$\beta$  el ángulo que forma la carga en faja en radianes y  
 $k$  2 para muros rígidos y 1,5 para flexibles.

La presión total por unidad de longitud únicamente por la carga en faja (Jarquino, 1981) se expresa como:

$$P = \frac{q}{90} \left( H \left[ \tan^{-1} \left( \frac{a' + b'}{H} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{b'}{H} \right) \right] \right) \quad [3.42]$$

El punto de aplicación del empuje activo en el caso de existencia de sobrecargas, depende de varios factores [Dewaikar D. et al, 2012], tales como el ángulo de rozamiento interno del suelo,  $\phi$ ; ángulo de rozamiento entre muro y suelo,  $\delta$ ; y el ángulo del trasdós del muro,  $\alpha$ . Se muestra una amplia variación entre 0,534 y 0,773 de la altura. En el caso de no existir sobrecargas, otros estudios [Ghazavi M. 2012] demuestran que la resultante de presiones sobre el muro se encuentran aproximadamente a 0,42 H de la base del muro, y afirman que la distribución no sigue leyes lineales.

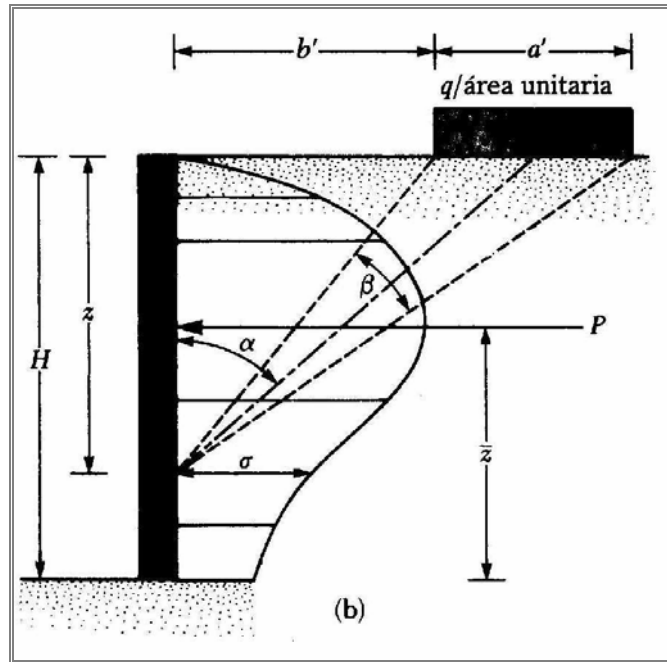


Figura 3.12. Presión horizontal por carga en franja.  
(Das B. 2010). Principles of Foundation Engineering

### 3.2.2. EMPUJE ACTIVO EN SUELOS COHESIVOS.

Esta puede darse en empujes a largo plazo sobre muros en arcillas fuertemente sobreconsolidadas.

En estas circunstancias se podría aplicar la teoría de Coulomb, añadiendo a las fuerzas allí consideradas, la adherencia terreno-muro, las presiones intersticiales en el plano de rotura y la cohesión a lo largo de dicho plano.

Siguiendo este esquema, y sin tener en cuenta las presiones intersticiales, Packshaw [1946] determinó para trasdós vertical y superficie del terreno horizontal, la componente normal del empuje total:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a} \quad [3.43]$$

siendo

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

Analizando la ecuación [3.43] se puede concluir que el efecto de la cohesión por la reducción de los empujes activos en una cantidad constante (figura 3.11):

$$2cH\sqrt{K_a} \quad [3.44]$$

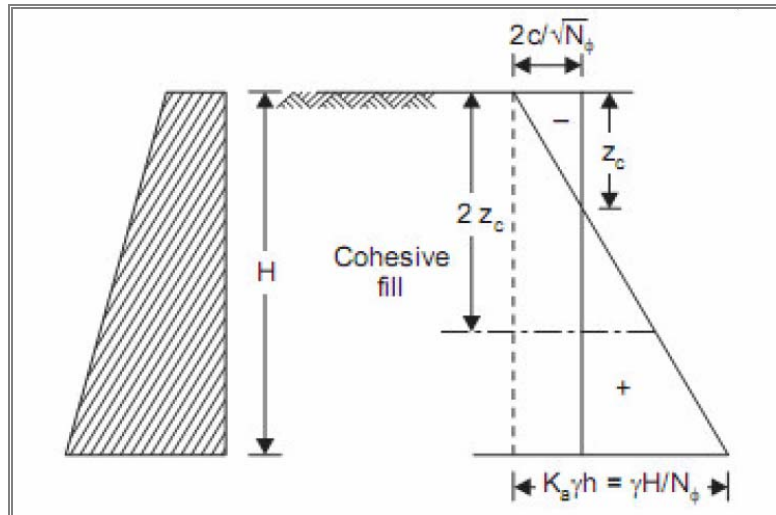


Figura 3.13. Influencia de la cohesión en el empuje activo. (Díaz del Valle J. 1996).

Si existiese una sobrecarga uniforme  $q$  sobre la superficie del terreno, la expresión resultante de la componente normal sería:

$$E_a \cos \delta = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q H - K_{ac} c H \quad [3.45]$$

y la distribución de presiones a lo largo del alzado del muro resulta:

$$e_a = \gamma z + q - 2\sqrt{1 + \frac{a}{c}} \cdot c \quad [3.46]$$

y el ángulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal tomaría la expresión:

$$\text{sen} \vartheta = \frac{1}{\sqrt{2 + \frac{a}{c}}} \quad [3.47]$$

### 3.2.3. EMPUJE EN MUROS CON BANDEJA.

La idea básica de este tipo de muros es la de aprovechar el peso del terreno sobre el talón como un efecto favorable frente al deslizamiento y vuelco, proporcionando un momento estabilizador. Suele emplearse en muros de gran altura.

Para analizar este tipo de muros procedemos a dividir el muro en las zonas que presentan diferentes condiciones de carga, tal como se refleja en la figura adjunta (figura 3.14)

En la zona 1, comprendida entre la coronación del muro y la cara inferior de la primera bandeja, aparece una cuña de terreno que se desplaza de forma conjunta al muro y que está delimitada por la recta AB, obteniéndose el ángulo  $\vartheta'$  del gráfico de la figura 3.16.

En esa zona aparecen tres empujes diferentes: en el tramo BC la ley de empujes correspondería a la ley de Coulomb, formando un ángulo  $\delta$  con la perpendicular al muro (ángulo de rozamiento terreno-muro). Este tramo es posible que no exista, ya que la línea AB podría cortar directamente la superficie del terreno, sin llegar al alzado del muro, lo que únicamente depende de la geometría del muro y del ángulo  $\vartheta'$ .

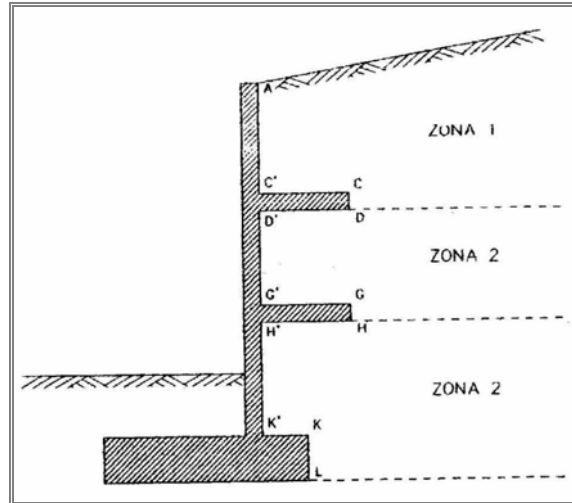


Figura 3.14. Zonificación de un muro con bandejas. (Díaz del Valle J. 1996)

En el tramo AB se determinarían los empujes mediante ley de Coulomb, considerando como ángulo del alzado del muro el ángulo  $\vartheta'$ . El lugar del ángulo de rozamiento terreno-muro se empleará el ángulo  $\phi$  de rozamiento interno del terreno. Las presiones formarán, por tanto, un ángulo  $\phi$  con la perpendicular a AB.

Finalmente en esa misma zona 1, en el extremo del talón, el tramo AF, las presiones se calculan, así mismo, mediante la ley de Coulomb, con el valor  $\alpha = 90^\circ$  para el ángulo entre el terreno y el alzado del muro y  $\delta$  para el ángulo de rozamiento entre terreno y muro. Para los cálculos a deslizamiento, vuelco y tensiones sobre el terreno, el peso de relleno actuante sobre el talón es el del prisma AGB y no el del relleno situado verticalmente sobre el talón.

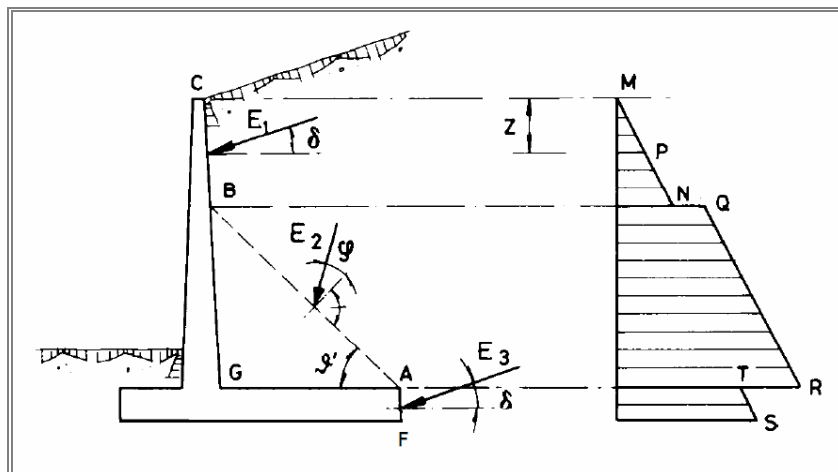


Figura 3.15. Esquema de empujes en la zona 1

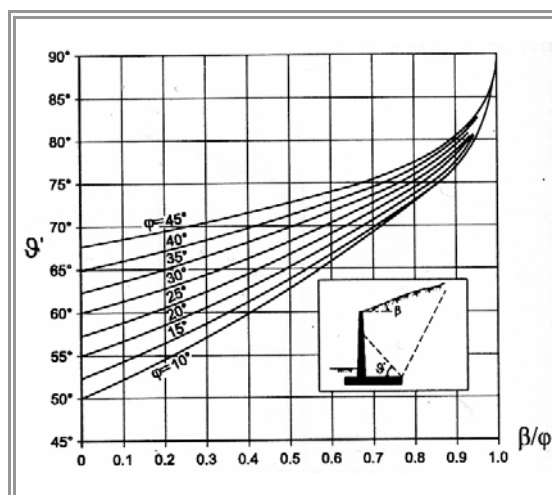


Figura 3.16. Ángulo  $\vartheta'$  de la cuña AB. (Verlag 1966).

Nos detenemos ahora en la zona 2 comprendida entre las dos bandejas. A partir del punto D (figura 3.17) se traza la recta DE, formando con la horizontal el ángulo  $\vartheta$ , correspondiente a la cuña de deslizamiento del relleno (ángulo  $\beta$  de talud,  $\varphi$  de rozamiento interno del relleno y  $\delta$  de rozamiento relleno-muro) determinado de acuerdo con el procedimiento de PONCELET. Desde el borde de H relativo a la bandeja siguiente se traza HG, y supongamos que corta a DE en F. Desde la cota de F hasta la de H la distribución de presiones es análoga a la de BC, con  $\alpha = \vartheta'$ ,  $\delta = \varphi$  y  $\varphi$  como ángulo de rozamiento interno del relleno.

Entre las cotas de H e I, correspondientes al canto de la segunda bandeja, la distribución es análoga a la de CD.

Desde el borde I se traza a IJ, situada ya en la zona 3, con ángulo  $\vartheta$  con la horizontal y supongamos ahora que no corta a KL. Por lo demás el trazado sería semejante al DE de la bandeja superior.

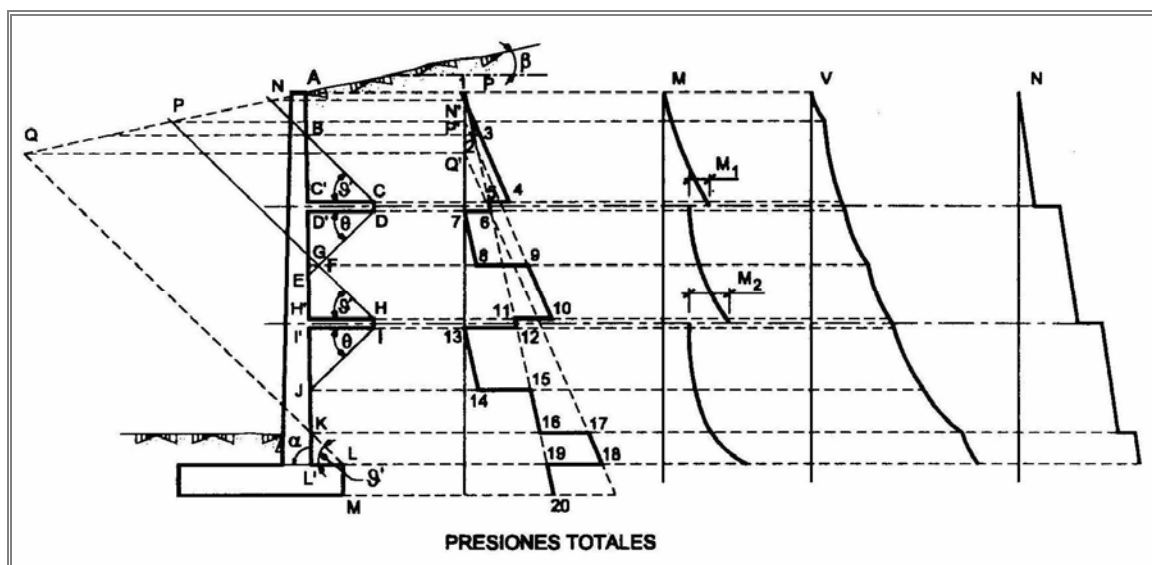


Figura 3.17. Diagramas de empujes y esfuerzos en muros con bandeja. (Calavera J. 2001).

Desde la cota de J a la de K, el diagrama es el correspondiente al trasdós AL' del alzado pasando por tanto por el punto 1 y proporcionando el tramo 15-16.

Desde la cota de K a la de L, el diagrama corresponde de nuevo a un plano con  $\alpha = 9^\circ$ ,  $\delta = \varphi$  y  $\varphi$  como ángulo de rozamiento interno del relleno y proporciona el tramo 17-18, pasando por el punto Q', correspondiente al nivel del punto Q de intersección de KL con el talud del terreno.

Finalmente la distribución de presiones sobre el talón proporciona el diagrama 19-20, correspondiente a  $\alpha = 90^\circ$ , ángulo  $\varphi$  de rozamiento interno y  $\delta$  de rozamiento, entre relleno y muro.

### 3.2.4. BREVE RESEÑA SOBRE LA APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN EL ANÁLISIS DE MUROS DE CONTENCIÓN.

No son muchos los ejemplos de aplicación de los métodos numéricos en este campo, muy probablemente por tratarse de problemas no muy complejos, salvo lógicamente, para elementos de gran altura. En todo caso, la complejidad podría radicar en la modelización de los elementos de interacción suelo-estructura, que en otros elementos estructurales ya ha sido abordada con éxito, y en valorar el empuje pasivo como una función de desplazamientos del muro.

Empezando por la determinación del empuje pasivo, aún cuando se sale del objeto de esta tesis, creemos de interés, hacer al menos una breve exposición.

El desplazamiento del muro se puede obtener como la superposición de dos movimientos básicos, el de la base del muro y el de la coronación [Leng S. 2012], representados en la figura 3.18.

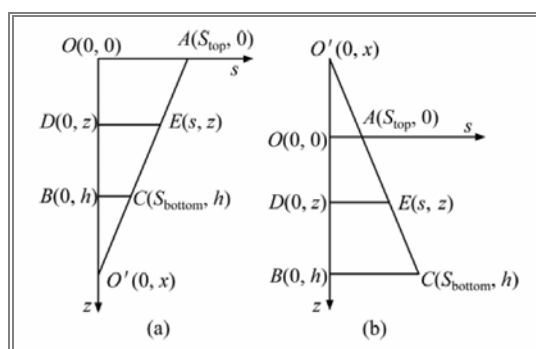


Figura 3.18. Movimientos básicos: a)  $S_{\max} = S_{\text{top}}$ ; b)  $S_{\max} = S_{\text{bottom}}$  (Leng S. 2012)

El relleno del trasdós se asume como un cuerpo rígido y una serie de resortes, y la magnitud del empuje pasivo a lo largo de la altura del muro de contención es una función lineal del desplazamiento S (figura 3.19).

A partir de los coeficientes de empuje al reposo y del coeficiente de empuje pasivo, se determinan, mediante funciones lineales, los coeficientes de rigidez de los muelles, la presión del terreno en función de la altura y el punto de aplicación de su resultante.



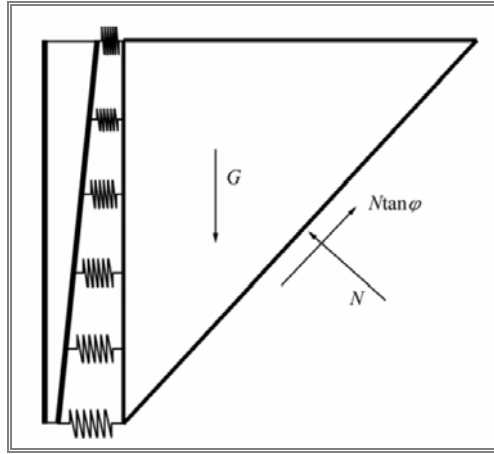


Figura 3.19. Esquema de cálculo del empuje pasivo.  
(Leng S. 2012)

También dentro de este mismo ámbito existen estudios para determinar el empuje pasivo en modelos 3D, aplicando el método de las diferencias finitas [Benmebarek S. 2007], determinándose los coeficientes de empuje  $K_{p\gamma(3D)}$ ,  $K_{pq(3D)}$  y  $K_{pc(3D)}$  que representan los efectos del peso del suelo, una posible sobrecarga y la cohesión del suelo, respectivamente.

Un análisis basado en el Método de los Elementos Discretos (DEM) se utiliza, así mismo, para determinar la distribución del empuje activo y pasivo en muros de contención bajo diferentes condiciones de movimiento. La masa de suelo se trata como bloques que están conectados por muelles elasto-plásticos. La solución así obtenida satisface tanto las condiciones de equilibrio como las de compatibilidad [Chang S., 1994].

### Elementos de interface.

Para evitar las deficiencias de método del equilibrio límite convencional, este método tiene en cuenta la compatibilidad entre los bloques. Para este fin, cada bloque y los adyacentes se unen entre sí por muelles elasto-plásticos, unos en la dirección de la normal para simular la rigidez en esa dirección y el otro en la dirección de corte para simular la resistencia al deslizamiento en la interfaz (figura 3.20.a).

La formulación de este método se basa en modelos precedentes [Chang S., 1991, 1992], obteniéndose mediante la integración de las tensiones en los bloques las fuerzas y momentos equivalentes (figura 3.20.b).

$$\{f^a\} = - \sum_{p=1}^N [R^a]^T [T]^T [K][T] \left( [R^b] \{u^b\} - [R^a] \{u^a\} \right) \quad [3.48]$$

siendo:

$\{f^a\}$	el vector de fuerzas equivalentes $[f_x, f_y, m]$ ;
$[R^a]$ y $[R^b]$	una matriz dependiente de la geometría de los bloques;
$[T]$	es la matriz de transformación de coordenadas;
$[K]$	es la matriz de rigidez, dependiente de las constantes de los muelles normal y tangencial;
$\{u^a\}$ y $\{u^b\}$	los vectores de desplazamientos $[u_x, u_y, w]$

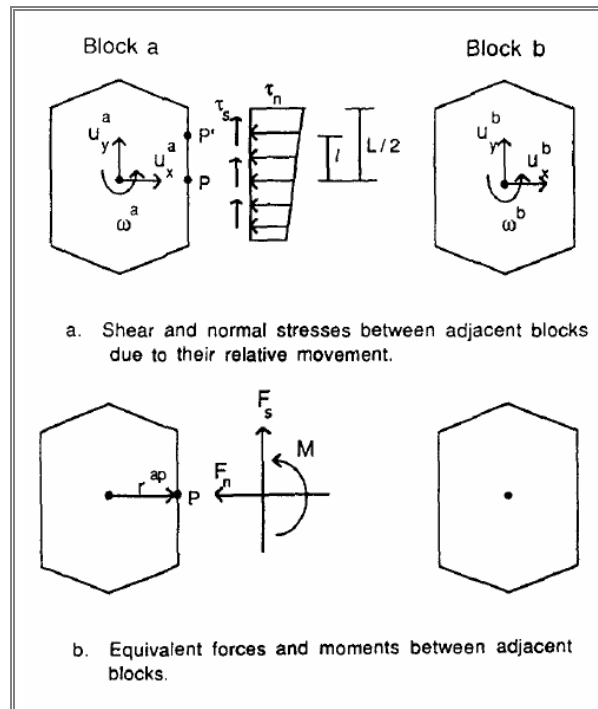


Figura 3.20 a) Tensión normal y tangencial.  
b) Fuerzas y momentos equivalentes entre bloques adyacentes. (Chang S. et al 1994)

### Procedimiento iterativo de deslizamiento y separación de los bloques.

En el análisis, se adoptó el procedimiento de carga progresiva. En cada incremento de carga, el material se supone que es lineal. Como resultado, las tensiones en la interfaz podrían exceder de la admisible. Para hacer frente a la no-linealidad de este problema, se empleó un esquema de iteración de Newton-Raphson [Bathe, 1982.], similar al empleado aplicando el MEF por Naylor y Pande, [1981]. Cuando las tensiones tangenciales y normales están por encima de la resistencia admisible, el proceso redistribuye el exceso de tensiones a los bloques adyacentes. El procedimiento iterativo se lleva a cabo hasta que las tensiones en todas las interfaces de bloques son compatibles con su deformación y satisfacen completamente la relación tensión-desplazamiento.

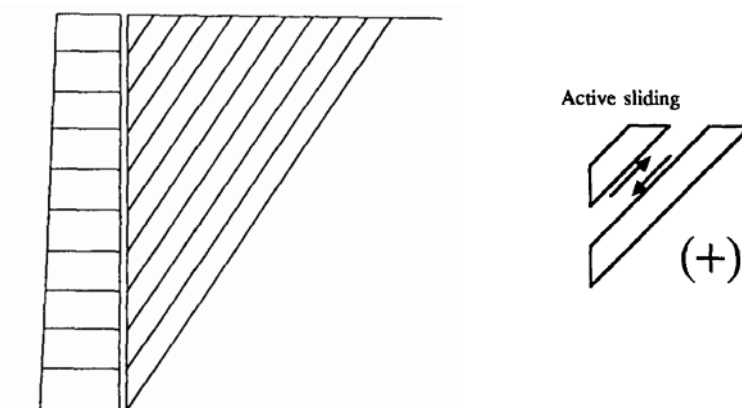


Figura 3.21. Malla de elementos discretos para modelar un muro bajo condiciones de empuje activo(Chang S. et al 1994)

El presente método de análisis requiere los valores de rigidez  $k$  entre los bloques. La rigidez en las direcciones normal y cortante entre bloques se estima mediante los módulos de elasticidad longitudinal y transversal del material. Mediante este procedimiento se calcularían los muros bajo condiciones, de empuje activo o pasivo. Si la situación es de empuje activo, los movimientos se obtendrían a partir de tres modelos básicos (figura 3.23)

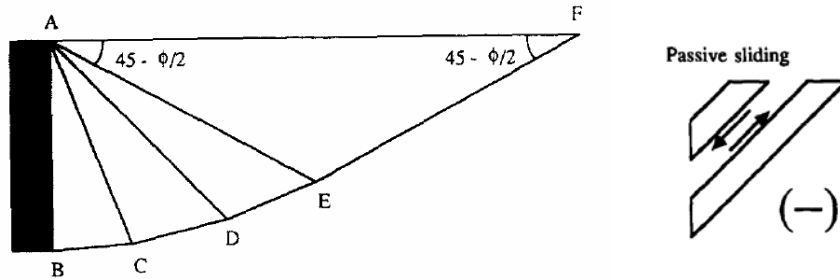


Figura 3.22. Malla de elementos discretos para modelar un muro bajo condiciones de empuje pasivo. (Chang S. et al 1994).

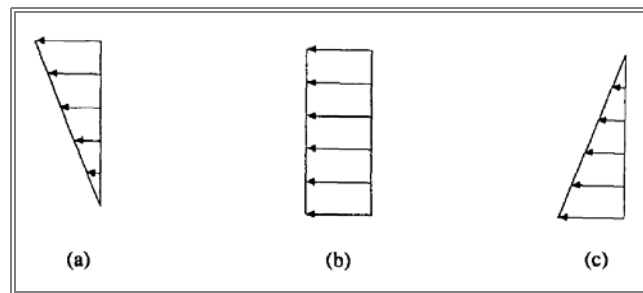


Figura 3.23. Movimientos básicos bajo condiciones de empuje activo (Chang S. et al 1994).

### 3.3. ANÁLISIS DE LOSAS Y COMBINACIÓN LOSA-PILOTES.

La resistencia estructural de un sistema CPRF (Combination Pile Raft Foundation) consiste en dos elementos: Losa y Pilote. Pudiendo expresarse la resistencia como la suma siguiente:

$$R_{\text{CPRF}} = R_{\text{losa}} + R_{\text{pilote}} \quad [3.49]$$

- **Resistencia de la losa**

La resistencia de la losa se puede medir como:

$$R_{\text{losa}} = \iint \sigma_{\text{losa}}(x,y) \, dx \, dy. \quad [3.50]$$

Basándonos en la Teoría de Winkler:

$$\sigma_{\text{losa}}(x,y) = k_s(x,y) \cdot s(x,y). \quad [3.51]$$

En este modelo se asume que ambos parámetros (módulo de balasto y asiento) son constantes a lo largo de toda la profundidad como de la superficie de la losa respectivamente.

- **Resistencia del pilote**

La resistencia del pilote se puede medir como:

$$R_{\text{Pilote}} = R_{\text{fuste}} + R_{\text{punta}} \quad [3.52]$$

$$R_{\text{fuste}} = \int U \cdot \tau_s(z) \cdot dz. \quad [3.53]$$

$$R_{\text{punta}} = A_p \cdot \sigma_{vp} \quad [3.54]$$

Como consecuencia la Resistencia quedará expresada como

$$R_{\text{CPRF}} = R_{\text{lota}} + R_{\text{pilote}} = \iint (k_s(x,y) s(x,y)) dx dy + \int U \tau_s(z) dz + A_p \sigma_{vp} \quad [3.55]$$

### 3.3.1. ANÁLISIS DE LA LOSA.

En el caso general de losa plana o de placa gruesa, sometida a una carga vertical, el cálculo de la flexión de la misma será una función de cómo se trate la presión de contacto. Esta presión se determina normalmente a través de uno de las tres formas siguientes:

- i) Métodos estáticos.
- ii) Aproximaciones teóricas.

Otra posibilidad de clasificación en función del tipo de suelo considerado será:

- i) Método basado en la hipótesis de Winkler.
- ii) Método basado en el sólido continuo.

- **Métodos estáticos.**

Las losas pueden ser diseñadas por métodos estáticos, produciendo una presión de contacto que dependerá de la rigidez tanto de la estructura como de la propia cimentación (figura 3.24), aunque de forma simplificada se puede representar de acuerdo a una de las dos siguientes (figura 3.25):

- a) La presión de contacto varía linealmente con la losa. Se aplica con independencia de que la estructura sea flexible o rígida.
- b) La presión de contacto es uniforme en las áreas de influencia bajo los pilares.

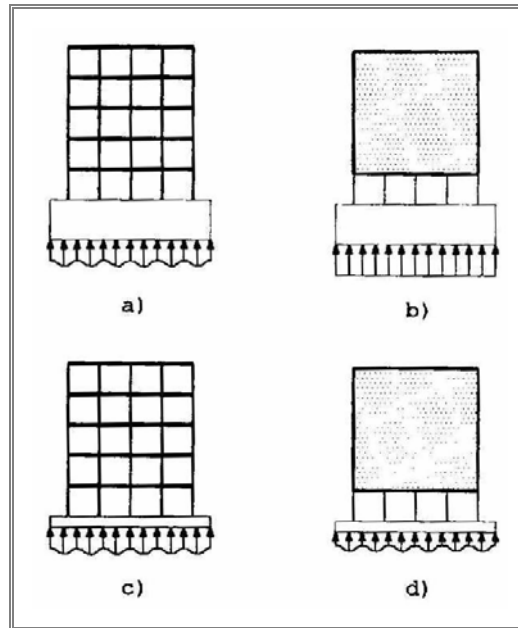


Figura 3.24. Esquema de funcionamiento de la cimentación: (a) losa rígida y estructura flexible, (b) tanto la losa como la estructura rígidas, (c) losa y estructura flexibles, (d) estructura rígida y losa flexible. (Calavera J. 2001) Cálculo de estructuras de cimentación.

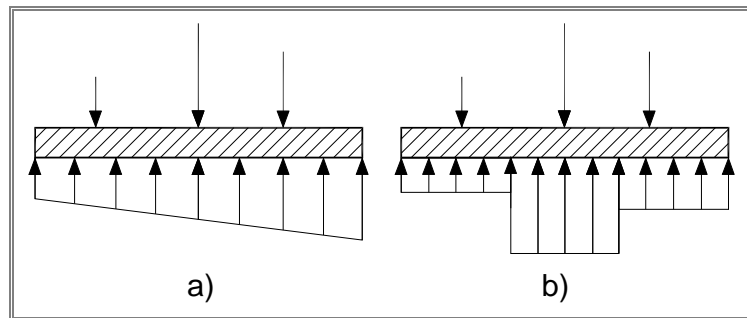


Figura 3.25. Hipótesis de presión de contacto en el método estático:  
a) Variación lineal  
b) Área de influencia uniforme

Esta hipótesis primera es más aplicable a losas rígidas (este método se llama comúnmente “método rígido”), puesto que el otro es más apropiado para losas más flexibles. Estos métodos se llaman “Estáticos”, a pesar de no existir la condición de compatibilidad entre asientos y presiones de contacto, sino sólo un equilibrio estático entre cargas y presiones de contacto. De esta forma se pueden determinar esfuerzos internos (momentos y cortantes) en la losa, pero no es aplicable para evaluar una distribución de asientos.

En la variación lineal o método rígido, las presiones de contacto se calculan con las resultantes de las cargas (se puede usar la fórmula de zapatas rígidas bajo la combinación de cargas).

Una losa puede ser considerada como rígida si la separación media (regular) entre pilares “ $L_m$ ” satisface la siguiente relación:

$$L_m \leq 1,75 \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c b}} \quad [3.56]$$

y los posibles voladizos cumplen, así mismo:

$$L_v \leq 0,88 \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c b}} \quad [3.57]$$

donde  $b$  es el ancho de la banda de placa considerada y  $E_c \cdot I$  es la rigidez de esa misma franja<sup>1</sup>. A partir de estas expresiones se podría obtener el valor mínimo del canto de la placa para considerarla como rígida.

El diseño por áreas de influencia es más aplicable a losas flexibles. Las presiones de contacto y las fuerzas internas son evaluadas como si la losa fuera una placa, soportada por los pilares y sometida a la presión de contacto.

- **Aproximaciones teóricas**

Dentro del estado actual de cálculo para resolver la losa se usan normalmente cuatro métodos:

- i) Método del trapecio de presiones.

Este procedimiento es el más simple, así como el menos exacto, en lo que se refiere a los resultados. Se calcula la presión ejercida por el terreno subyacente sobre la losa de cimentación, con ayuda de las condiciones de equilibrio, sin tener en cuenta la deformación de la construcción y del terreno. La primera se supone siempre con distribución rectilínea, mientras que, en realidad, en el caso de placas flexibles de cimentación, debajo de los puntos de aplicación de las cargas se produce una concentración de la presión, tanto mayor cuanto mayor es la dureza del terreno. A veces se intenta corregir empíricamente este hecho, teniendo en cuenta la condición de equilibrio  $\Sigma V=0$  y acercarse algo más a la realidad, mediante un incremento de la presión en la losa debajo de los pilares y con una disminución en el resto. Aunque este método de distribución trapecial, desde el punto de vista teórico, es inadecuado para el cálculo de losas de cimentación, se utiliza en la práctica por su claridad y su brevedad. La inseguridad de los resultados se compensa muy a menudo con exceso de seguridades en otros aspectos, como por ejemplo, dando a las placas la misma armadura en la parte superior y en la parte inferior.

---

<sup>1</sup> Es claro, que en el caso de una losa aligerada, el término de rigidez de la placa se verá reducido de forma importante, en función de la geometría de las zonas macizas y aligeradas, por lo que es muy posible, que siempre sea más adecuado considerar la placa como flexible.

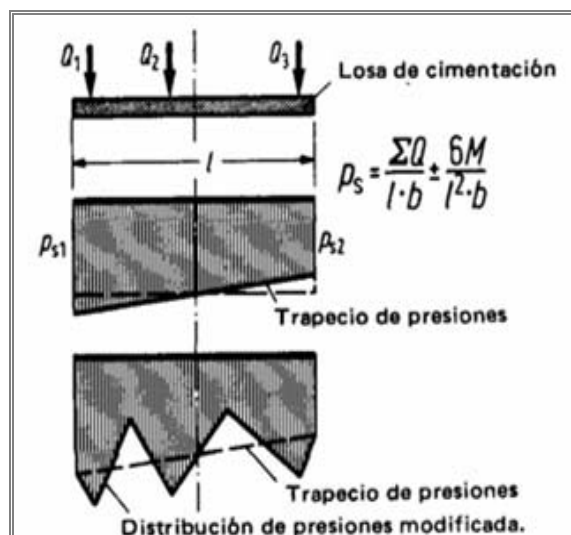


Figura 3.26. Método del trapecio de presiones (König G. y Sherif G., 1975)

## ii) Método del módulo de reacción del terreno.

El procedimiento más antiguo para el cálculo de cimentaciones corridas flexibles sobre un terreno elástico es el módulo de reacción del terreno, con un valor constante para este parámetro. Se supone que la distribución de presiones bajo la solera es proporcional al asiento de la cimentación (véase la figura 3.27.). El factor de proporcionalidad se denomina módulo de reacción  $K_s$ , que no es una característica real del suelo, sino que depende de las dimensiones de la cimentación. El terreno es sustituido por un sistema de muelles independientes. Cada muelle es comprimido solamente por la parte de presión de la solera que le corresponde.

El valor del módulo de reacción o coeficiente de balasto se puede obtener en el siguiendo distintos criterios:

- a) mediante prueba de placa carga,
- b) ensayos de consolidación,
- c) ensayo triaxial y
- d) ensayo CBR.

No se tiene en cuenta la influencia que sobre él ejercen las presiones de las zonas vecinas, lo que debe considerarse como el mayor defecto de este método. Para las cimentaciones rígidas coinciden los resultados del método anterior (distribución trapecial de presiones) con los del presente (módulo de reacción), siendo el primero un caso particular del último.

Existe algunas teorías de mejora de este modelo que incorporan distintos tipos de enlace entre los resortes (figura 3.27), incorporando así vigas o placas con rigidez a flexión [Hetenyi, 1946], con rigidez a cortante [Pasternak, 1954], o un elemento tipo placa con rigidez a cortante como una nueva capa intermedia entre los muelles [Kerr, 1964].

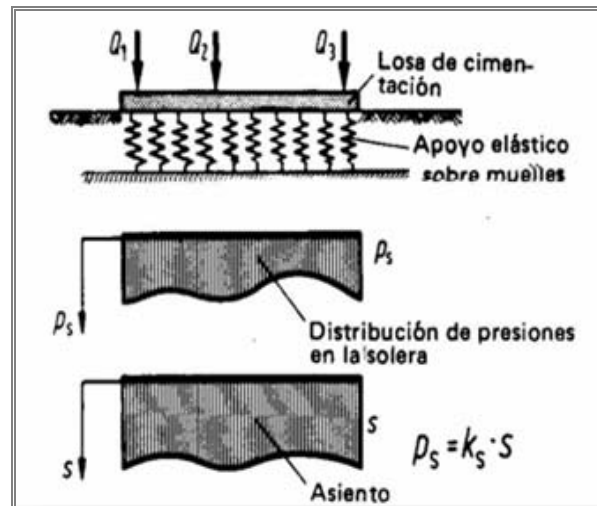


Figura 3.27. Método del módulo de reacción (König G. and Sherif G., 1975)

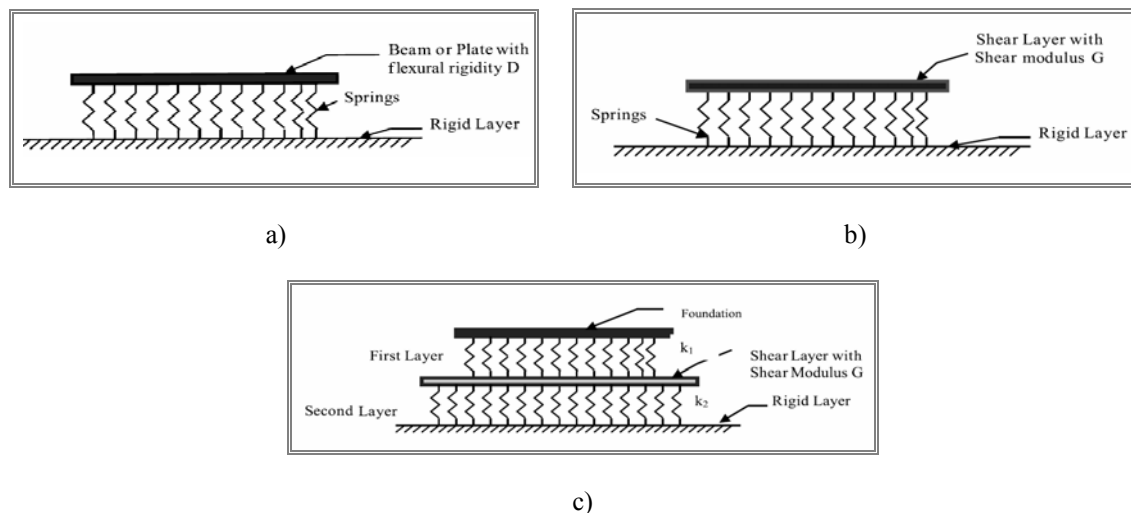


Figura 3.28. Modelo avanzados a partir del de Winkler:  
a) Modelo de Htenyi. b) Modelo de Pasternak c) Modelo de Kerr

### iii) Método del módulo de rigidez.

Con este método se tienen en cuenta tanto las deformaciones de la viga de cimentación como también el asiento del terreno, de tal manera que la línea de flexión de la viga y la cubeta de asientos son idénticos y por tanto se podrían superponer; con ello se acepta un acoplamiento o conexión de los muelles del cimiento, de tal manera que la presión en determinado punto de la solera puede producir un asiento en otro punto diferente. Las variaciones de este método, se basan todas en la misma idea fundamental. Tanto la construcción como el terreno se calculan según la teoría de la elasticidad. Para la primera se siguen los métodos usuales del cálculo de estructuras de elementos rectos. El terreno es considerado como un continuo y se le sustituye por el semiespacio elástico isótropo. Los asientos se calculan según el método de Steinbrenner. Aunque el módulo de rigidez  $E_s$  depende de la presión vertical en el terreno, en el cálculo se le supone constante.



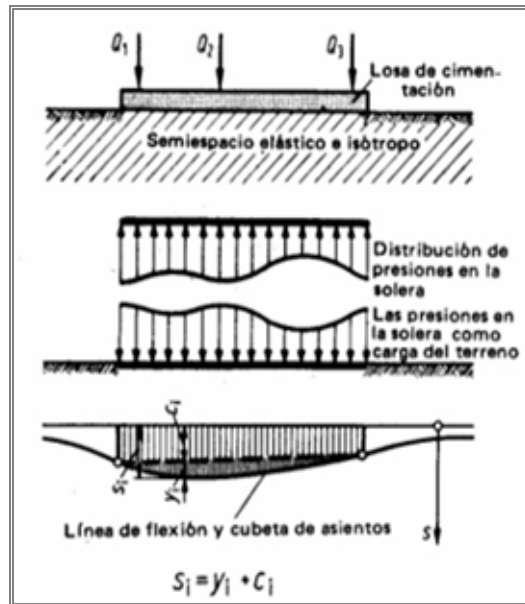


Figura 3.29. Método del módulo de rigidez (König G. y Sherif G., 1975)

iv) Procedimiento combinado del módulo de reacción y del módulo de rigidez.

En casos especiales se obtiene para el semiespacio elástico e isótropo, con un módulo de rigidez constante, la misma solución con el método del módulo de rigidez que con el módulo de reacción, si se elige bien este último, sin que esto sea un criterio para establecer la concordancia de uno u otro método con la realidad. Para un medio continuo de volumen constante (módulo de Poisson  $\mu = 0,5$ ), puede sustituirse un módulo de rigidez variable (desde cero en la base de la losa y aumentando linealmente con la profundidad) por un módulo de rigidez constante. Si se supone rígida la cimentación, coinciden en este caso, y para las condiciones anteriores señaladas, los resultados de todos los procedimientos mencionados hasta este momento. Debido a su dependencia de la presión vertical, el módulo de rigidez del terreno aumenta en la mayoría de los casos desde el valor inicial finito en el canto inferior de la losa de cimentación hasta los valores que corresponda a la profundidad en cada caso. De aquí se saca la consecuencia, que una distribución más exacta de la presión en la solera debe buscarse entre los resultados obtenidos con los métodos del módulo de reacción y del módulo de rigidez.

Partiendo de esta idea, se ha propuesto un procedimiento combinado de ambos módulos. Para ello se elige como modelo de terreno un semiespacio penetrado por muelles verticales, de libre movimiento. La carga de la losa de cimentación se distribuye sobre los resortes y el semiespacio de tal forma que ambos sufran un asiento de igual magnitud. Después se calcula la distribución de la presión de la solera, para la parte que recibe la carga que procede el semiespacio, por el mismo método del módulo de rigidez.

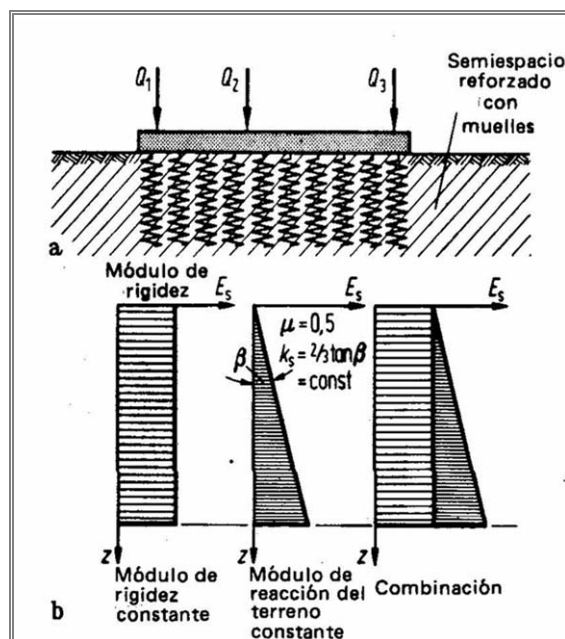


Figura 3.30. Método combinado de los módulos de reacción y de rigidez. (König G. and Sherif G., 1975)

a) Modelo del terreno.

b) Módulo de rigidez variable con la profundidad.

#### v) Procedimiento de asientos plásticos.

En los métodos utilizados siempre se ha tenido en cuenta para la distribución de presiones bajo la solera, las deformaciones elásticas (asientos). Sin embargo, se sabe que en la zona de borde, y conforme aumenta la presión sobre la solera, se presentan valores límites en la distribución elástica, que no pueden rebasarse debido a la limitada resistencia a la rotura del suelo. Teniendo en cuenta la condición de equilibrio  $\Sigma V = 0$ , la presión se redistribuye de tal manera que, en la zona de borde, siga la ecuación de rotura del suelo y que en la zona central tenga un valor mayor que en la distribución elástica (figura 3.31.). Existen ya ciertos principios para considerar en el cálculo tal redistribución de tensiones en un cimiento rígido, característico de estos principios es que, en ningún punto se rebase la relación de tensiones límite de Coulomb.

Otra posibilidad para tener en cuenta la deformación plástica en la distribución de presiones bajo la solera de una cimentación (figura 3.32), consiste en separar los asientos en una parte elástica (variación de volumen conservando la forma) y una parte plástica (variación de forma a volumen constante). Según la hipótesis de Wiener para cimentaciones rígidas, la parte plástica del asiento es proporcional al cociente diferencial de la distribución de presiones buscada. La extensión de la hipótesis a cimentaciones elásticas así como la condición límite que asegura que la relación entre la tensión de corte y la tensión normal no sea superior en ningún punto a  $\tan \phi$  ( $\phi$  es el ángulo de rozamiento interno), siendo un modelo, por tanto, con un comportamiento elasto-plástico del terreno.

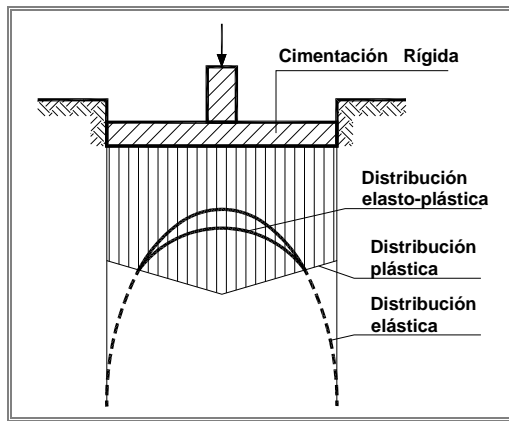


Figura 3.31. Distribución elasto-plástica de presiones bajo la solera de una cimentación rígida. (König G. and Sherif G., 1975)

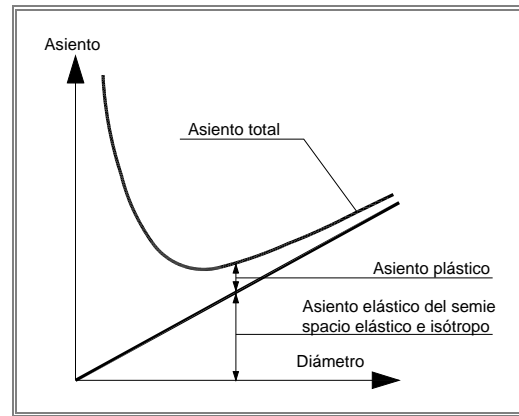


Figura 3.32. Distribución elasto-plástica de presiones, diferenciando asiento plástico y elástico. (König G. and Sherif G., 1975)

#### vi) Procedimiento de las tensiones horizontales de rozamiento.

En el cálculo de los valores límites de la distribución plástica de tensiones (rotura del suelo) hay que tener en cuenta las tensiones horizontales debidas al rozamiento entre la cara inferior rugosa de la cimentación y el terreno, y que actúan hacia el interior, produciendo el efecto de inclinar las presiones verticales bajo la solera, lo que permite alcanzar mayores valores límite. Hasta ahora, se ha despreciado la influencia de las tensiones de rozamiento en el cálculo de la distribución de presiones. A medida que aumenta el rozamiento movilizado bajo la solera de la cimentación, se desplaza hacia el borde la presión producida en un cimiento rígido y aumenta el asiento correspondiente. Ambos fenómenos suceden en medida tan pequeña que parece justificado despreciarlos. Para el caso de losas flexibles alargadas sobre un semiespacio elástico e isoeástico e isótropo, Laermann realizó unos diagramas para el cálculo de la presión en la solera, de la tensión de rozamiento y de los esfuerzos de corte. De aquí resulta evidente que las tensiones horizontales de rozamiento tienen importancia únicamente en el caso de cargas próximas al borde.

#### vii) Procedimiento de la variación local de la compresibilidad.

Mediante la correspondiente variación del módulo de reacción o del módulo de rigidez, pueden tenerse en cuenta las variaciones locales de la compresibilidad del terreno, tanto en dirección vertical como en dirección horizontal. El mayor asiento existente bajo la zona central de una construcción, producido por superposición de influencia de presiones, puede tenerse en cuenta en el método del módulo de reacción suponiendo unos niveles más duros en la zona de borde que en la zona interior. Para considerar un módulo de rigidez variable con la presión, se han desarrollado unos métodos iterativos que no han logrado imponerse en la práctica, debido al gran número de pasos necesarios. Sin embargo, son sencillos en el caso de suelos estratificados horizontalmente (introduciendo un módulo ideal de rigidez) y en el caso del módulo de rigidez creciente linealmente con la profundidad, que se resuelve mediante el método combinado de rigidez y del módulo de reacción. En casos aislados existen métodos de cálculo para tener en cuenta las irregularidades del terreno.

Son de esperar, futuras mejoras de los procedimientos de cálculo, en el método de los elementos finitos. En la losa de cimentación se unen la construcción y el terreno mediante nodos comunes de tal forma que experimenten los mismos desplazamientos. Las

fuerzas y los desplazamientos se varían de tal manera que cada elemento esté en equilibrio y que las deformaciones sean compatibles entre sí. Se pueden tener en cuenta las variaciones locales de la rigidez del terreno. Condición previa para la aplicación práctica del método es un ordenador de gran capacidad para el cálculo numérico y un modelo de terreno que describa con la máxima exactitud posible su comportamiento real de tensiones y deformaciones. Normalmente se emplea la curva asientos – compresiones medida en el ensayo triaxial.

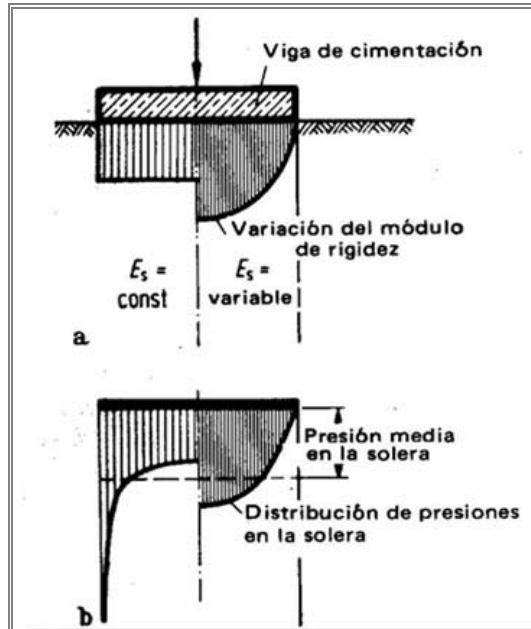


Figura 3.33. Distribución de presiones en la losa, para módulo de rigidez constante o variable.  
(König G. and Sherif G., 1975)

Como la presión lateral  $\sigma_3$  sobre un elemento del suelo es mayor en el centro de una cimentación que en su borde, se produce aquí una tensión desviadora  $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  menor que en la zona exterior. Esta diferencia se ve incrementada por las posibilidades de desplazamiento del suelo en las zonas del borde. Teniendo en cuenta la ley constitutiva del material, se obtiene una curva parabólica del módulo de rigidez, con un máximo en el centro de la cimentación y un valor relativamente pequeño en el extremo. La presión calculada de esta forma se desvía fuertemente de la distribución de Boussinesq (distribución parabólica cóncava). Para valores pequeños del módulo de rigidez en el borde se invierte la distribución de presiones en la solera y se obtiene una distribución parabólica convexa. Con estas distribuciones de la presión se tiene en cuenta el fenómeno del desplazamiento plástico lateral del suelo situado bajo los bordes de la cimentación. Además, se han medido recientemente unas distribuciones convexas de la presión en cimentaciones rígidas y elásticas con un máximo de tensión en el centro de la cimentación.

El primero de los métodos anteriores es desechado por simple, siendo demasiado complicado de usar en el diseño estructural. En él, se asume que la distribución de presiones en el contacto es uniforme o con una variación lineal a través de la cimentación.

### • Métodos numéricos.

Mediante métodos numéricos es posible para modelar muchas condiciones complejas con un alto grado de exactitud, incluyendo el comportamiento tensión-deformación no lineal, condiciones no homogéneas de los materiales, cambios en la geometría, etc. Sin embargo, se debe tener cuidado con las limitaciones numéricas al interpretar los resultados [Zienkiewicz OC, 2004]. Así mismo, se puede plantear un problema general de tres dimensiones, con interacción suelo-estructura que contemple no linealidades debidas a comportamiento del material, cambios geométricos e inclusión de la interfaz.

Mucho se ha publicado acerca de la interacción entre una placa en flexión y el suelo, representado por un semiespacio elástico analizada por el método de los elementos de contorno solos o conjuntamente con el método de los elementos finitos [por ejemplo Hemsley, 1990]. Messafer y Coates [1989] han propuesto una formulación en la que la placa es analizada aplicando el MEF y el suelo por BEM. Otro autores [Paiva J. et al, 1997] proponen una formulación mediante el método de los elementos de contorno para analizar la interacción placa-suelo, donde la interfaz se divide en elementos triangulares en la que los desplazamientos y la reacción varían linealmente.

Mediante programas de elementos finitos, también se han analizado los problemas de placas gruesas [Sadecka L. 2000+ y las distintas condiciones de asientos en los bordes y en el centro de la placa; o de un posible despegue del elemento de cimentación del suelo [Katsikadelis et al, 1986; Celep, 1988; Celep et al. 1988 entre otros y últimamente Andrea D. 2001]. En esta situación en particular, se plantea el problema inicial de que no se conoce la zona de cimentación que quedará en contacto, tratándose por tanto de una no linealidad geométrica a resolver de forma iterativa. Andrea D. plantea en su investigación, como variables, los desplazamientos nodales en la zona de contacto y la distancia entre los elementos de la base de la cimentación y los de la superficie de apoyo.

### 3.3.2. ANÁLISIS DE LOS PILOTES FRENTE A ACCIONES VERTICALES.

La capacidad de carga última (hundimiento) neta,  $P_u$ , de un pilote aislado viene dada por la suma de las últimas por la punta y por el fuste, menos el peso propio del mismo, esto es:

$$P_u = P_{fu} + P_{pu} - W \quad [3.58]$$

donde:

$P_{fu}$  es la carga de hundimiento por el fuste;  
 $P_{pu}$  es la carga de hundimiento por la punta y  
 $W$  es el peso propio del pilote.

La carga de hundimiento por el fuste, puede ser calculada por integración de la tensión cortante  $\tau_a$  desarrollada entre el suelo y el pilote, a través de la superficie del área del fuste.  $\tau_a$  viene dada por la expresión de Coulomb siguiente:

$$\tau_a = C_a + \sigma_n \tan \phi_a \quad [3.59]$$

donde:

- $\tau_a$  es la tensión tangencial suelo-pilote;
- $C_a$  es la cohesión;
- $\sigma_n$  es la tensión normal entre el suelo y el pilote;
- $\phi_a$  es el ángulo de rozamiento entre el suelo y el pilote y
- $\sigma_n$  se obtiene normalmente de la tensión vertical, esto es:

$$\sigma_n = k_s \sigma_v \quad [3.60]$$

donde:

- $k_s$  es el coeficiente de empuje lateral

Sustituyendo se tiene:

$$\tau_a = C_a + k_s \sigma_v \tan \phi_a \quad [3.61]$$

y como 
$$P_{fu} = \int_0^L P \tau_a dz = \int_0^L P (C_a + k_s \sigma_v \tan \phi_a) dz \quad [3.62]$$

donde:

- $P$  es el perímetro del pilote y
- $L$  es la longitud del fuste.

La carga de hundimiento del pilote por la punta, se calcula normalmente de la teoría de capacidad de carga como:

$$P_{pu} = A_p (C N_c + \sigma_{vp} N_q + 0,5 \gamma d N_\gamma) \quad [3.63]$$

donde:

- $A_p$  es el área de la punta del pilote;
- $C$  es la cohesión del suelo;
- $\sigma_{vp}$  es la tensión vertical al nivel de la punta del pilote;
- $\gamma$  es el peso unitario del suelo;
- $d$  es el diámetro del pilote y
- $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son los factores de capacidad de carga siendo función principalmente del ángulo de rozamiento interno, de la compresibilidad relativa del suelo y de la geometría del pilote.

Esquematizándose la carga de hundimiento por la punta de los pilotes tal como se refleja en la figura 3.34

Para valorar estos coeficientes se han formulado numerosas teorías, que suponen formas de rotura muy diferentes y conducen a resultados bastante dispares.

Así Terzaghi supuso unas líneas de rotura similares a las de una zapata superficial a nivel de punta, considerando como sobrecarga el resto del terreno ( $q = \gamma L$ ). Es decir no consideró factores de profundidad.

Meyerhof consideró que las espirales logarítmicas a suficiente profundidad, se cerraban sobre el propio pilote adoptando una forma que, aun implicando alguna incompatibilidad cinemática, resulta instructiva porque visualiza claramente la zona de terreno que colabora en la resistencia de la punta. La dimensión de esta zona aumenta con el ángulo de rozamiento interno.

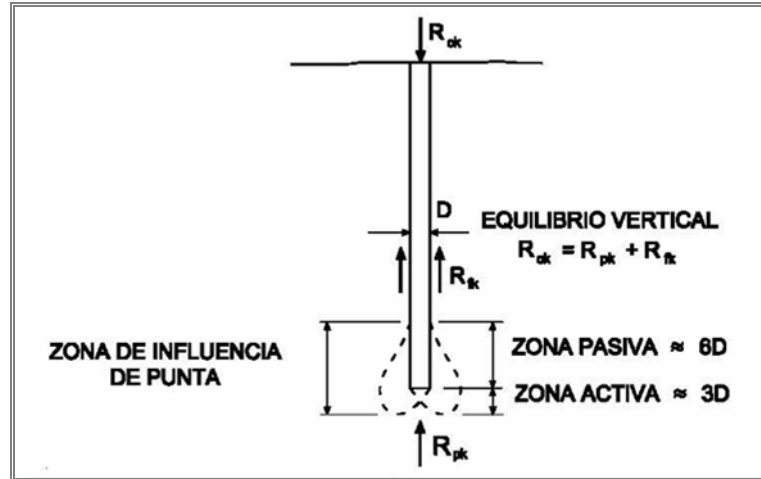


Figura 3.34. Esquema de distribución de la carga de un pilote aislado.

Berezantsev supuso que el pilote arrastra consigo un cilindro de terreno que es el que carga a nivel de la punta, pero descansando en parte sobre el resto del terreno, produciéndose un efecto análogo al de un silo ( $q < \gamma L$ ) en el que la presión vertical se estabiliza a partir de cierta presión vertical.

Esta idea ha tenido cierta comprobación experimental, según puede observarse en la figura 3.35 debida a Kerisel et al. [1965].

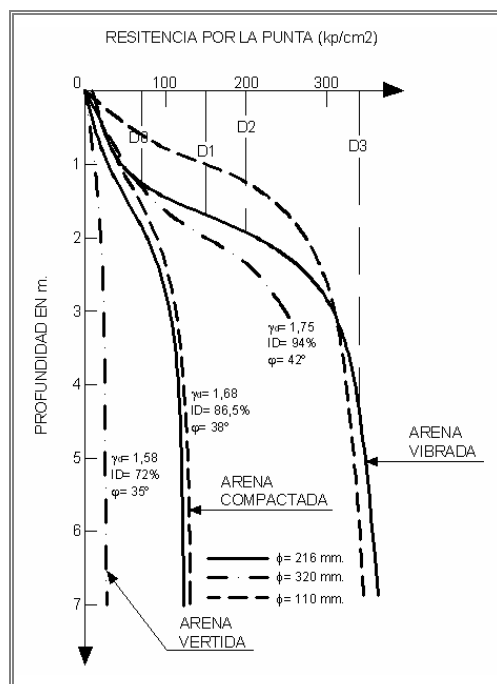


Figura 3.35. Resistencia por la punta durante un proceso de penetración continua (Kerisel et al. 1965).

Gibson afirmó que el mecanismo de rotura se basa en la existencia de un bulbo en el que el suelo se encuentra plastificado. Este bulbo es estable hasta que se llega a rotura en que va creciendo alcanzando incluso la superficie del terreno.

A análoga conclusión llegaron, por su parte Meyerhof, Biarez y Gresillón, definiendo el primero una profundidad crítica, a la cual se alcanza la resistencia máxima, mientras que los dos últimos dan un límite de la presión de hundimiento, independiente de la profundidad relativa de la punta dentro del estrato resistente. Interesa señalar que la presión límite crece al aumentar la sobrecarga existente en la superficie del estrato resistente.

Bishop supuso que bajo la punta se forma una “burbuja plastificada” con el terreno en estado de plasticidad contenida, sobre la que actúa el pilote como el pistón de una prensa hidráulica, de manera que al aumentar la carga la burbuja estalla propagándose por el terreno las líneas de rotura.

Recientemente [Diaz-Segura E. G., 2013] ha realizado un análisis por MEF, concluyéndose en un método simplificado para arenas, a partir de ensayo SPT, mediante un único factor  $F_{QN}$ :

$$F_{QN} = \left[ \frac{C_p}{\left( \overline{N_1} \right)_{60}} \right]^{0,5} \left( \frac{f_s}{D \cdot L} \right) \left( \frac{\gamma}{\gamma_w} \right)^2 \quad [3.64]$$

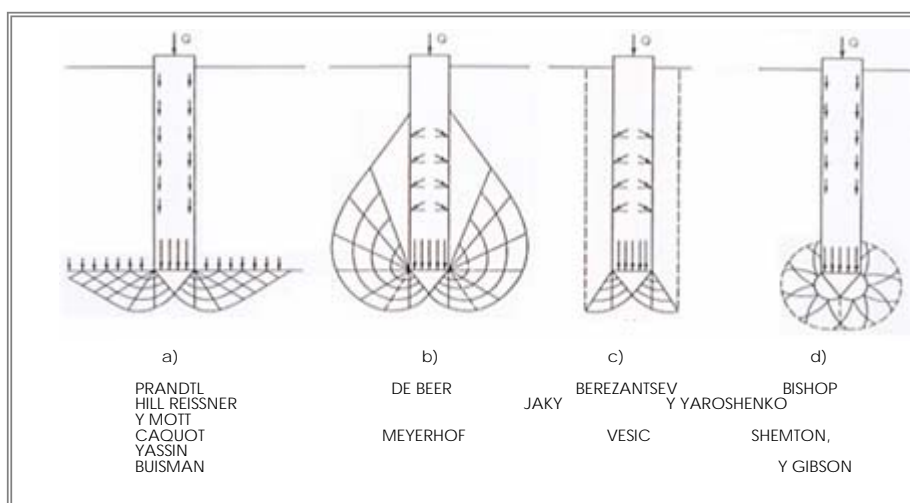


Figura 3.36. Formas de rotura de diversos autores, bajo cimentaciones profundas. (Vesic, 1967)

Recientemente [Diaz-Segura E. G., 2013] se ha realizado un análisis por MEF, concluyéndose en un método simplificado para arenas, a partir de ensayo SPT, mediante un único factor  $F_{QN}$ :

$$F_{QN} = \left[ \frac{C_p}{\left( \overline{N_1} \right)_{60}} \right]^{0,5} \left( \frac{f_s}{D \cdot L} \right) \left( \frac{\gamma}{\gamma_w} \right)^2 \quad [3.65]$$



donde:

- $C_p$  toma el valor  $C_p = 60 + 25 \log(D_{50})$ ; con  $D_{50}$  = diámetro medio de partículas expresado en milímetros;
- $(N_1)_{60}$  promedio del índice de penetración del ensayo SPT normalizado;
- $f_s$  parámetro adimensional, relacionado con la saturación;
- $D$  diámetro del pilote;
- $L$  longitud del pilote;
- $\gamma$  peso específico del terreno (sumergido, para arenas saturadas) y
- $\gamma_w$  peso específico del agua.

La carga última del pilote aislado se obtendría a partir de este coeficiente mediante la figura 3.37.

Con respecto a la transición del régimen de cimentación superficial a profundo [Beer, D., 1963], habría que decir que todos los autores han partido de la primitiva solución de Buissman, en la que supone que existen dos zonas en estado plástico de Rankine o similar, combinada con otra en estado plástico de Prandtl, formada por una familia de líneas de deslizamiento radiales y otra de espirales logarítmicas.

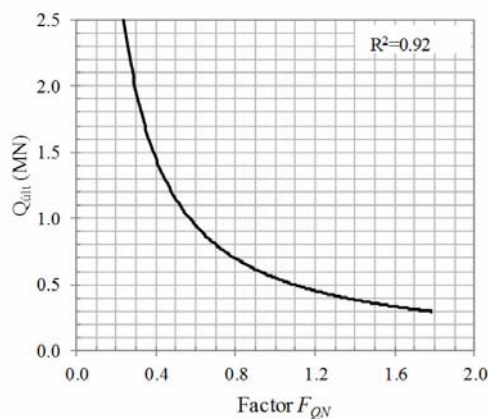


Figura 3.37. Carga última de un pilote en función del factor  $F_{QN}$ . (Díaz-Segura E., Dyna 2013)

Este razonamiento sería válido para un problema plano, pero puede ser muy diferente, en el caso de un pilote cilíndrico, ya que, en los problemas con simetría axial, las tensiones se van disipando conforme crece el radio. Por ello es probable que la plastificación, en el caso del pilote, no alcance los límites que se pueden definir en el problema plano, tanto en el sentido horizontal como en el vertical.

### 3.3.3. ANÁLISIS DE LOS PILOTES FRENTE A CARGAS LATERALES.

En la literatura, hay una serie de estudios que se ocupan de la carga lateral sobre pilotes y grupos de pilotes. Estos estudios consisten generalmente en dos tipos básicos, los modelos analíticos (modelo elástico de Winkler o continuo que relacionan fuerzas y desplazamientos) y los que emplean soluciones numéricas. Dentro de cada uno de ellos se puede considerar comportamiento lineal o no lineal para el terreno, el pilote y la interacción entre ambos

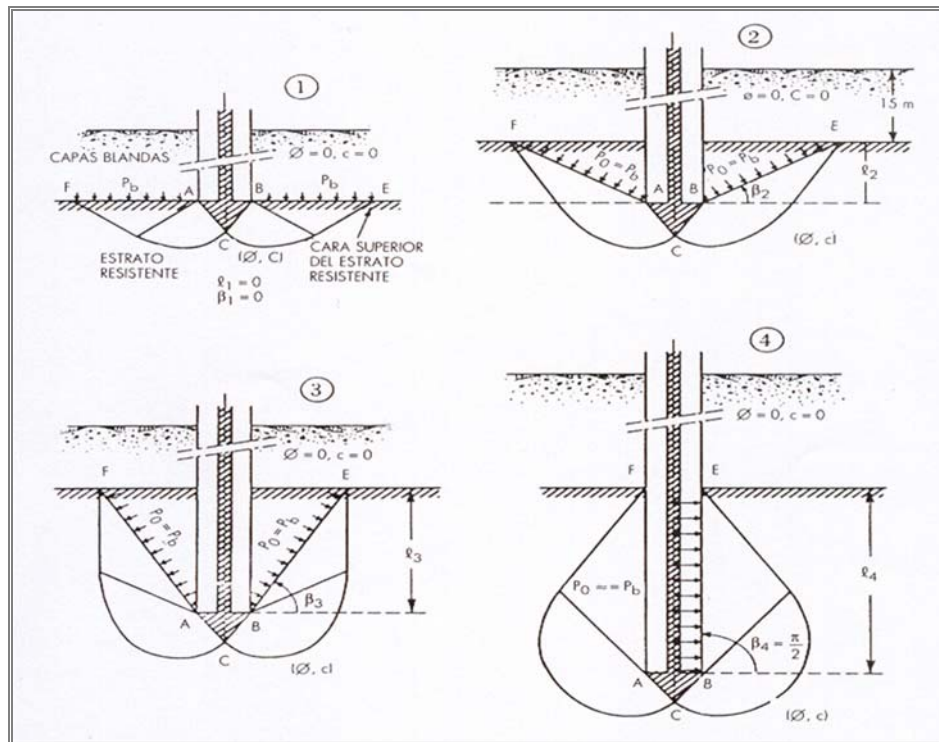


Figura 3.38 Transición del régimen superficial a profundo (De Beer, 1963)

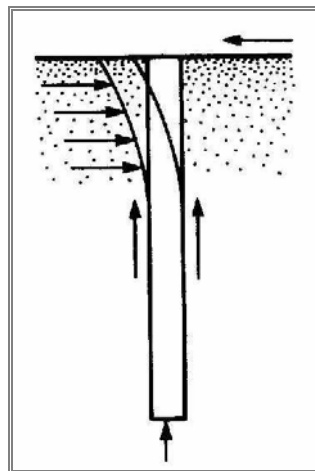


Figura 3.39. Movilización del empuje pasivo frente a acciones horizontales.

Un pilote vertical o sensiblemente inclinado resiste cargas laterales movilizand o el empuje pasivo (figura 3.39) en el suelo que lo rodea. La distribución de la reacción del suelo depende de (a) la rigidez del pilote, (b) la rigidez del suelo, y (c) el tipo de restricción en los extremos del pilote. En general, los pilotes cargados lateralmente se clasifican en dos tipos principales: (1) pilotes cortos o rígidos y (2) pilotes largos o flexibles (figura 3.40).

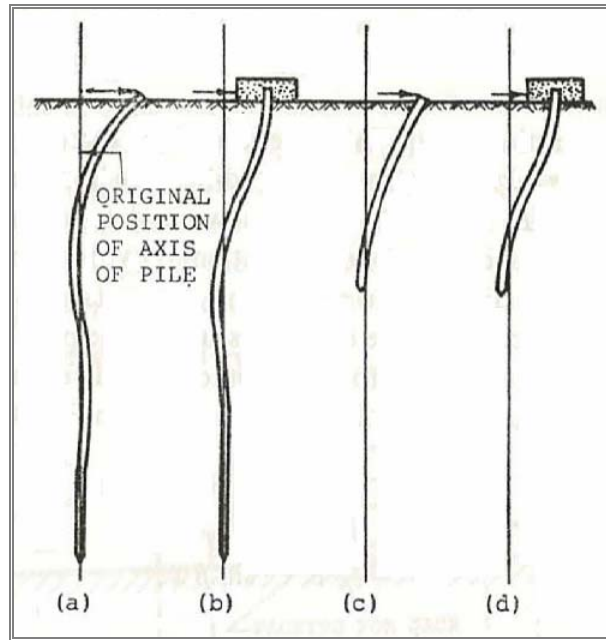


Figura 3.40. Variación de la deformada en pilotes bajo la acción de cargas horizontales: (a) pilote largo sin restricción en cabeza; (b) pilote largo con giro en cabeza impedido, (c) pilote rígido sin restricción en cabeza; (d) pilote rígido con giro en cabeza impedido (Mohan, 1988)

Un método general para determinar desplazamientos y esfuerzos, válido para suelos granulares, fue dado por Matlock y Reese [1960]. Aplicando un modelo más simple de Winkler, el medio elástico podría ser reemplazado por una serie de resortes elásticos independientes, infinitamente cercano entre sí (figura 3.41). Con esta hipótesis,

$$k = p'/x \quad [3.66]$$

donde:

$k$  es el módulo de reacción del terreno,  
 $p'$  es la presión sobre el terreno y  
 $x$  es el desplazamiento.

Si aplicamos este método, resultaría la ecuación diferencial:

$$E_p I_p \frac{d^4 x}{dz^4} + kx = 0 \quad [3.67]$$

donde:

$E_p$  módulo de elasticidad del material del pilote  
 $I_p$  momento de inercia de la sección del pilote  
 $kx = -p'$

La solución de esta ecuación ofrece las siguientes soluciones:

**Ley de momentos**  $M(z) = E_p I_p \frac{d^2 x}{dz^2} = A_m PT + B_m M \quad [3.68]$

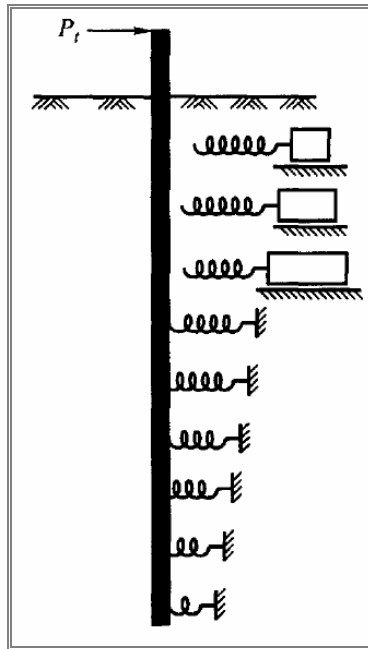


Figura 3.41. Modelo de Reese y Matlock, según las hipótesis de Winkler

**Ley de esfuerzos cortantes** 
$$V(z) = E_p I_p \frac{d^3 x}{dz^3} = A_v P + B_v \frac{M}{T} \quad [3.69]$$

**Deformada** 
$$x_z(z) = A_x \frac{PT^3}{E_p I_p} + B_x \frac{MT^2}{E_p I_p} \quad [3.70]$$

**Reacción del terreno** 
$$p'_z(z) = A_p \frac{P}{T} + B_p \frac{M}{T^2} \quad [3.71]$$

donde:  $A_m, B_m, A_v, B_v, A_x, B_x, A_p, B_p$  son coeficientes adimensionales tabulados  
 $T$  es la longitud característica del sistema suelo-pilote, de valor:

$$T = \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad [3.72]$$

TIPO DE SUELO		$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
Arena seca o húmeda	Suelta	1.800-2.200
	Media	5.500-7.000
	Densa	15.000-18.000
Arena sumergida	Suelta	1.000-1.400
	Media	3.500-4.500
	Densa	9.000-12.000

Tabla 3.2. Valores representativos de  $n_h$   
(Das B. M. 2001). Ingeniería de cimentaciones

En las ecuaciones anteriores, se consideran pilotes flexibles si  $L \geq 5T$  y rígidos si  $L \leq 2T$ .

Frente a este procedimiento, Broms [1965] desarrolló un método simplificado para pilotes sometidos a carga lateral, diferenciando entre pilotes rígidos o cortos, con rotura con corte en el terreno y el caso de pilotes flexibles o largos, en los que la flexión del pilote estaría definida por fluencia de la sección del pilote (figura 3.42.). Se consideran pilotes cortos los que cumplen  $L/T \leq 2$  o  $L/R \leq 2$ , donde:

$$T = \left( \frac{E_p I_p}{n_h} \right)^{1/5} \quad \text{para suelos granulares} \quad [3.73]$$

$$R = \left( \frac{E_p I_p}{k_h} \right)^{1/4} \quad \text{para suelos cohesivos} \quad [3.74]$$

donde:

- $E_p$       módulo de elasticidad del material del pilote
- $I_p$       momento de inercia de la sección del pilote
- $n_h$       Módulo de rigidez horizontal del suelo

El criterio para pilotes flexibles sería los que cumplen  $L/T \geq 4$  o  $L/R \geq 3.5$ .

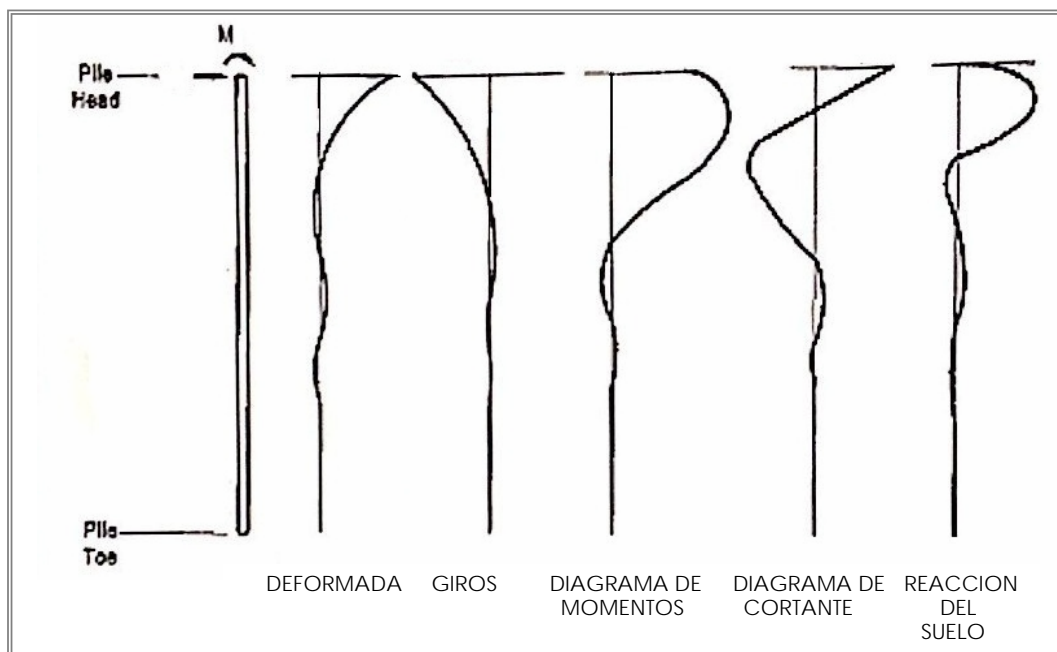


Figura 3.42. Representación gráfica de los diagramas de esfuerzos y deformada.

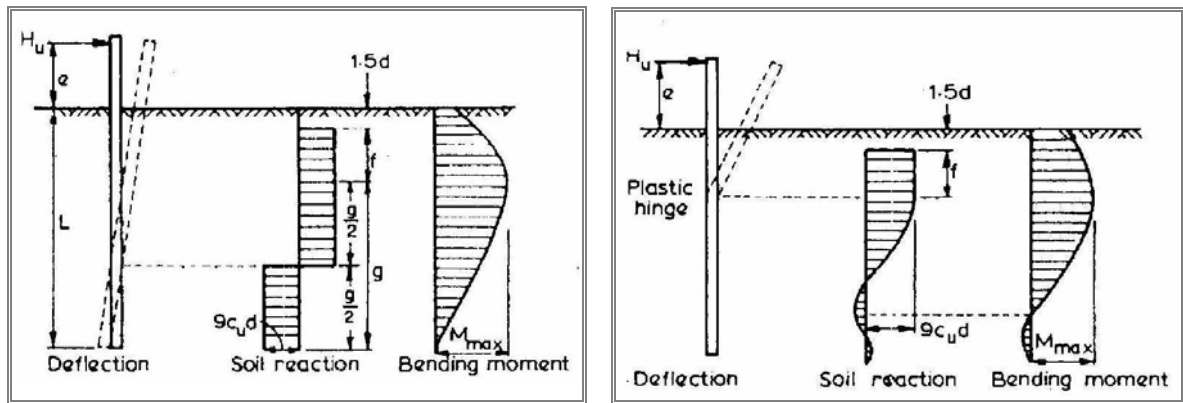


Figura 3.43. Representación gráfica de los diagramas de esfuerzo es y deformada en terrenos cohesivos.  
a) pilote corto, b) pilote flexible.

En el caso particular de pilotes cortos, la solución de la resistencia lateral última se obtendría empleando las curvas de la figura 3.44. (suelos granulares) y 3.45 (suelos cohesivos).

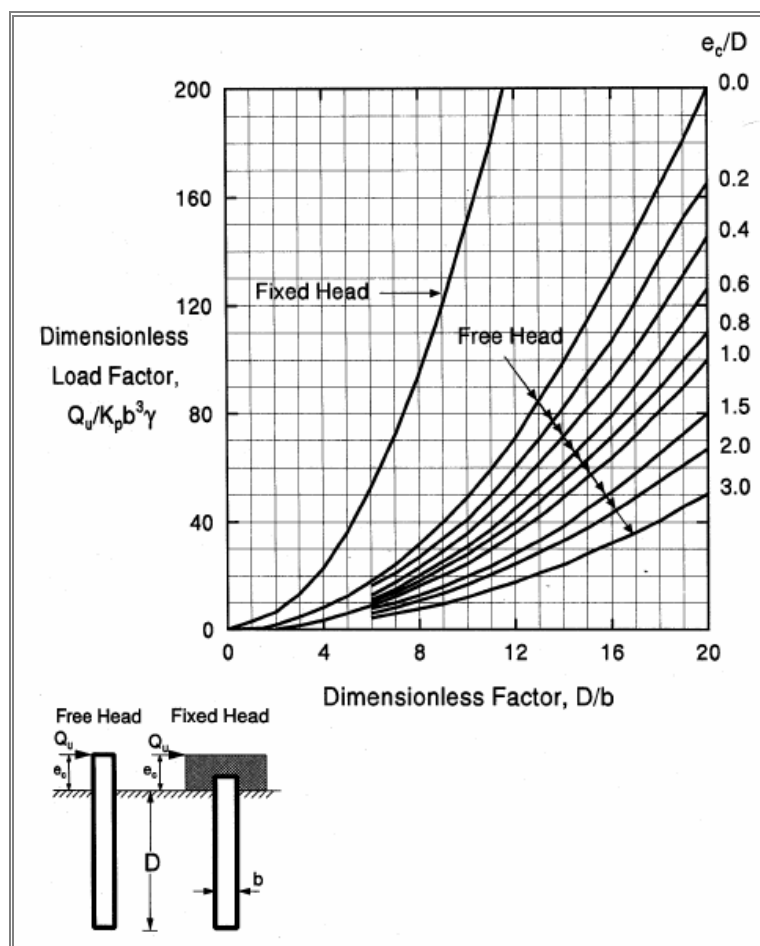


Figura 3.44. Resistencia lateral última en pilotes cortos para suelos granulares (Broms 1965)

En estas figuras,  $K_p$  representa el coeficiente de empuje pasivo de Rankine

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [3.75]$$

$c_u$  es la cohesión sin drenaje  
 $q_u$  es la resistencia a compresión no confinada

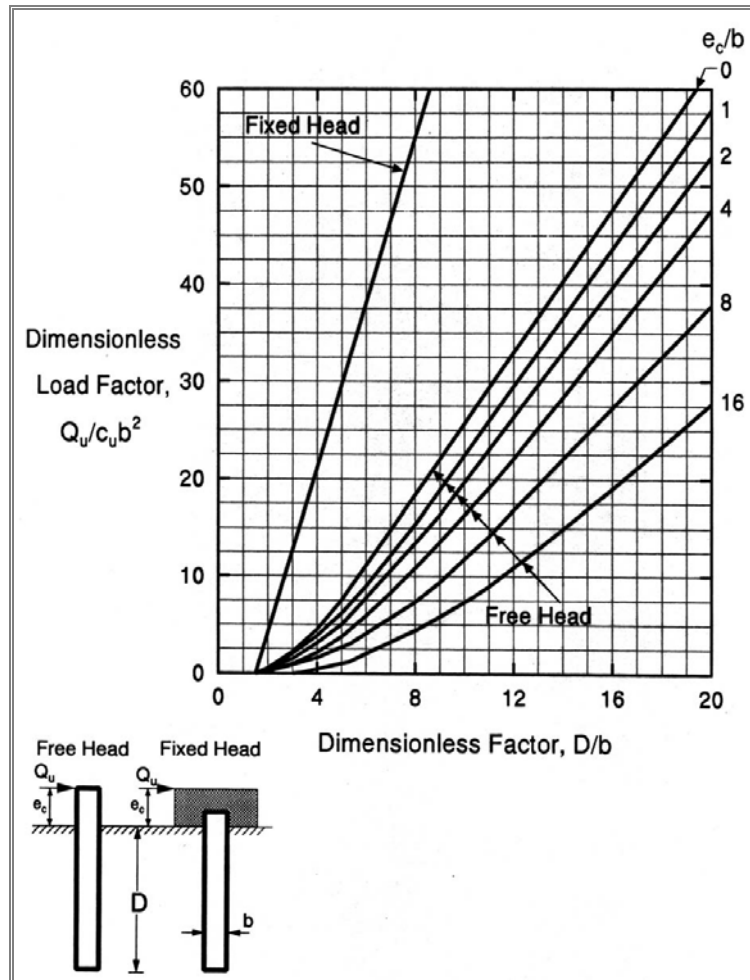


Figura 3.45. Resistencia lateral última en pilotes cortos para suelos cohesivos (Broms, 1965)

Soluciones similares a las aquí presentadas, se plantearon en el caso de pilotes largos. Sin embargo, estudios recientes [Ziaie, R. y Judi, A., 2008] demuestran que los valores obtenidos mediante el método de Broms están sobredimensionados. Por otra parte, en terrenos cohesivos, al ir creciendo la rigidez del suelo, los valores de la carga última sí se acercan a los valores propuestos por Broms.

Señalamos finalmente, el análisis por carga última propuesto por Meyerhof [1995]. De acuerdo con este método de Meyerhof, los pilotes se clasifican como flexible si

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} < 0,01 \quad [3.76]$$

siendo  $K_r$  la rigidez relativa del pilote y  $E_s$  el módulo de elasticidad horizontal promedio del suelo.

Para **pilotes en arenas**, la resistencia por carga última se expresaría como (pilotes rígidos)

$$Q_u = 0,12 \gamma D L^2 K_{br} \leq 0,4 p_l D L \quad [3.77]$$

donde:

- $\gamma$  es el peso específico del suelo
- $K_{br}$  coeficiente de presión neta resultante del suelo (figura 3.45)
- $p_l$  presión libre determinada en el ensayo del presurímetro.  
 $p_l = 40 N_q \tan \phi$  (KPa) (p. Menard);  $p_l = 60 N_q \tan \phi$  (KPa) (resto de p.)
- $D$  diámetro del pilote
- $L$  longitud del pilote

También en arenas, así mismo, para pilotes rígidos, el momento máximo toma el valor

$$M_{max} = 0,35 Q_u L \leq M_y \quad [3.78]$$

siendo  $M_y = S \cdot F_y$ , con  $S$  el módulo sección del pilote y  $F_y$  el esfuerzo de fluencia del material del pilote.

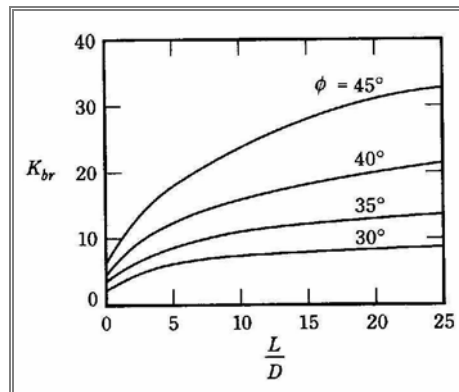


Figura 3.46. Variación del coeficiente  $K_{br}$  de presión neta.  
(Das B. 2010). Principles of Foundation Engineering.

Cuando se trate de pilotes flexibles, la carga lateral última, se estima mediante la ecuación

$$Q_u = 0,12 \gamma D L_e^2 K_{br} \leq 0,4 p_l D L_e \quad [3.79]$$

siendo

$L_e$  la longitud efectiva definida por  $L_e/L = 1,65 K_r^{0,12} \leq 1$

El momento máximo en un pilote flexible debido a carga lateral  $Q$  es

$$M_{max} = 0,3 K^{0,12} Q L \leq 0,3 Q L \quad [3.80]$$



Para **pilotes en suelos cohesivos**, la carga última se da como (pilotes rígidos)

$$Q_u = 0,4 C_u K_{cr} D L \leq 0,4 p_l D L \quad [3.81]$$

donde:

$K_{cr}$  es el coeficiente de presión neta del suelo, obtenido de la figura 3.46

$p_l$  presión libre determinada en el ensayo del presurímetro.

$p_l = 6C_u$  (p. Menard);  $p_l = 8C_u$  (resto de p.)

En suelos cohesivos, así mismo, para pilotes rígidos, el momento máximo toma el valor

$$M_{max} = 0,22 Q_u L \leq M_y \quad [3.82]$$

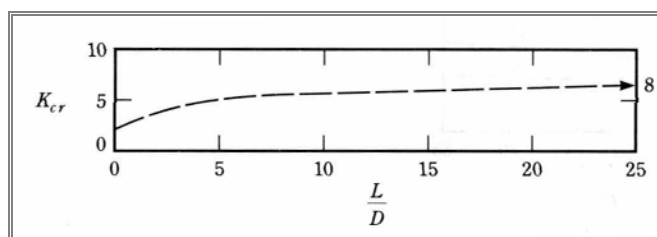


Figura 3.47. Variación del coeficiente  $K_{cr}$  de presión neta.  
(Das B. 2010) Principles of Foundation Engineering.

Al igual que para pilotes en suelo granular, para determinar la carga última en pilotes flexibles, se emplea la expresión [3.81] sustituyendo  $L$  por la longitud efectiva  $L_e$  de valor

$$L_e/L = 1,5 K_r^{0,12} \leq 1 \quad [3.83]$$

y el momento máximo tomaría el valor

$$M_{max} = 0,3 K^{0,2} Q L \leq 0,15 Q L \quad [3.84]$$

Consideración especial merece el caso de un grupo de pilotes sometido a empujes horizontales situado en el trasdós de otro elemento de contención - muro, escollera, etc - (figura 3.48).

La estimación de empujes activos debe hacerse, en estos casos, por algún procedimiento simplificado, ya que no existe ninguna solución analítica sencilla que permita el cálculo directo de los empujes. El cálculo puede realizarse suponiendo varias líneas de rotura, que en la figura, a efectos de simplificar la idea, se ha supuesto plana. En problemas con trasdós heterogéneo la línea de rotura más desfavorable podría ser quebrada.

Cada línea de rotura dará origen al cálculo de varias rebanadas verticales, siguiendo las líneas de discontinuidad de materiales o geométrica. En este caso, algunos planos de separación de esas rebanadas deberán coincidir con los pilotes.

El cálculo de cada rebanada conduce a un empuje en el contacto entre rebanadas, alguno de los cuales corresponderá al plano del primer pilotaje (fila A).

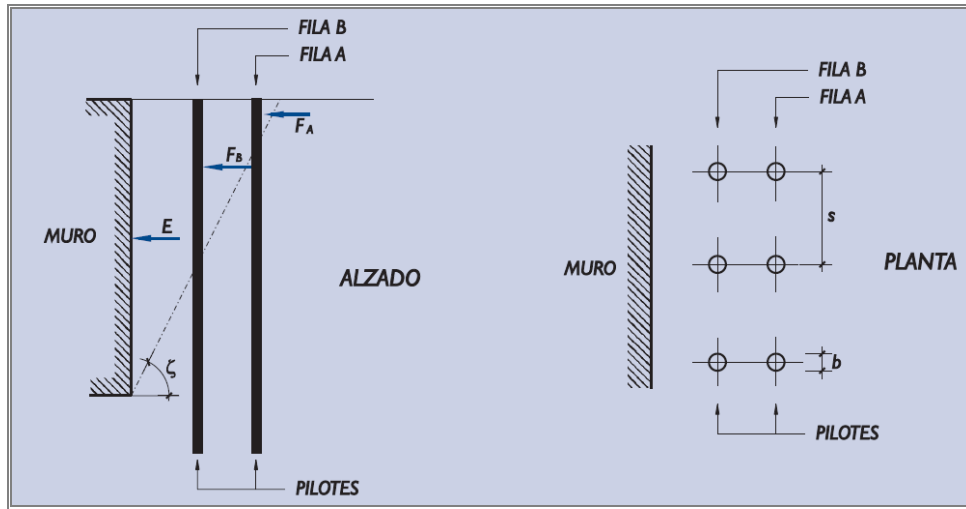


Figura 3.48. Pantalla de pilotes en el trasdós de un muro. ROM 05.

El empuje activo sobre la alineación externa se supondrá igual al mayor valor de los dos siguientes:

$$F_A = E_A \cdot s \quad \text{ó} \quad F_A = E_A \cdot 3b \quad [3.85]$$

Para el cálculo de la rebanada siguiente se supondrá que el empuje de la rebanada anterior,  $E_A$ , se modifica al valor  $E_A^*$ , dado por:

$$E_A^* = E_A - \frac{F_A}{s} \quad [3.86]$$

El cálculo de las rebanadas siguientes debe proseguirse de la manera general hasta la rebanada cuya cara vertical izquierda (más próxima al muro) coincida con la siguiente alineación del pilotaje.

Con el empuje en esa cara se puede calcular el empuje sobre esa alineación del pilotaje y el empuje transmitido a la rebanada siguiente.

El empuje soportado por el pilotaje sería el menor de los dos siguientes:

$$F_B = E_B \cdot s \quad \text{ó} \quad F_B = E_B \cdot 3b \quad [3.87]$$

El empuje transmitido por el terreno a la rebanada siguiente sería:

$$E_B^* = E_B - \frac{F_B}{s} \quad [3.88]$$

Continuando el proceso de forma similar se obtendría el empuje sobre el muro. Se deben tantear, en este proceso, varias líneas de rotura posibles.

Se acepta, como simplificación, definir como empuje activo en cada pilote y en el muro aquel valor que, en cada elemento, resulte máximo durante el proceso de tanteo. Esto ocurrirá, en general, para cada uno de los elementos, con una línea de rotura diferente.

Con independencia del método de cálculo empleado para acciones laterales en pilotes, creemos interesante resaltar, de forma muy resumida, algunas conclusiones obtenidas en estudios recientes [Ercan, A., 2010.] realizados sobre grupos de pilotes.

1. Como era de esperar en base a la teoría elástica, los pilotes situados en los bordes de una fila se llevan mayor porcentaje de carga que los interiores, desarrollando momentos flectores superiores. Por otra parte, los pilotes de la primera fila absorben mayor porcentaje de carga mientras que la segunda fila de pilotes se llevan cargas sucesivamente más pequeños bajo la misma carga aplicada. Sin embargo, este tipo de comportamiento puede verse más claramente en la primera y la segunda fila de pilotes. A partir de ésta el efecto es menos significativo.

2. La carga absorbida por los pilotes exteriores es aproximadamente 1,25 veces la carga desarrollada en los de filas internas, para filas idénticas de pilotes.

3. En cuanto a la separación entre pilotes, bajo la misma carga aplicada, grupos de pilotes con una separación de 2D resultan con desplazamientos más grandes, mientras que los grupos de pilotes con 5D de separación se traducen en deflexiones inferiores. Grupos de pilotes con separaciones entre 3D y 4D, producen niveles intermedios de deflexión. Pero las deflexiones se vuelven prácticamente nulas entre 7 m y 9 m de profundidad desde la superficie del terreno.

4. Diámetro del pilote no es un factor significativo en la distribución de la carga frente a la posición de la línea de pilotes y el espaciamiento de éstos.

5. El módulo de elasticidad en terrenos cohesivos tiene un efecto menos significativo en la distribución de la carga dentro del grupo de pilotes.

6. La resistencia última del terreno es ligeramente más baja en un pilote formando parte de un grupo que como pilote individual [Chen, L., 1993]

En lo referente a contención de taludes mediante pilotes, se han publicado diversos estudios sobre el tema [Chugh, 1982; Poulos, H., 1995; Cai y Ugai, 2000; Ausilio, E., 2001]. Hasta hace pocas fechas, el método de equilibrio límite era el más utilizado para analizar la estabilidad de taludes debido a su simplicidad de uso. Las principales críticas al método de equilibrio límite son que generalmente se basa en supuestos simplificados.

Un enfoque similar fue desarrollado por Lee et al. [1995] siguiendo método simplificado de Bishop [1955], para encontrar la superficie de deslizamiento, así como el momento y la resistencia a corte del suelo. Estos se determinan a partir del momento de flexión desarrollado en el pilote a la profundidad de la superficie de deslizamiento y por el movimiento lateral del suelo. Estas fuerzas se calculan basándose en el método de los elementos de contorno, propuesto anteriormente por Poulos [1973] y más tarde desarrollado por Lee et al. [1991].

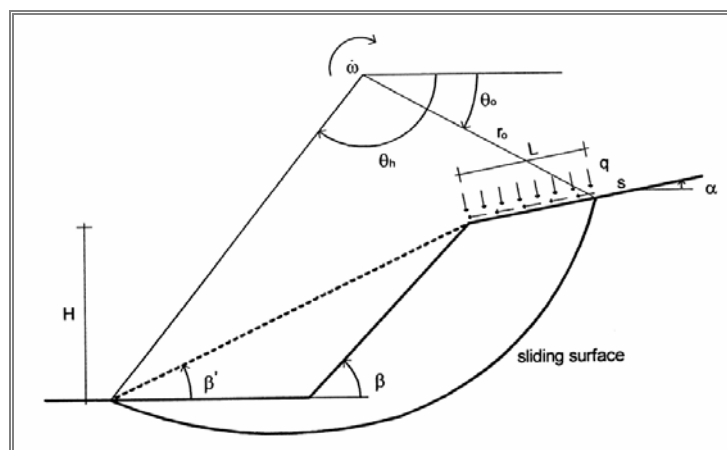


Figura 3.49. Mecanismo de rotura en taludes. Ausilio E. 2001

En las propuestas de Ausilio E. [2011] se emplea un método cinemático (partiendo del cálculo inicial de la superficie de deslizamiento) en el que el pilote se tiene en cuenta mediante una fuerza lateral y un momento aplicado a la profundidad de la superficie de deslizamiento. Bajo este supuesto, la disipación de energía se expresa mediante:

$$D = \frac{cr_0^2 \dot{\omega}}{2tg\varphi} \left[ e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - 1 \right] + Fr_0 sen\theta_F e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - M\dot{\omega} \quad [3.89]$$

donde  $FS$  es el factor de seguridad; el ángulo  $\theta_F$  especifica la posición de la estructura de contención (figura 3.50);  $F$  es la fuerza estabilizadora, por unidad de ancho, que los pilotes tienen que proporcionar;  $M$  el momento, que está dada por  $M = F \cdot m \cdot h$ ; siendo  $h$  la parte de pilote por situada por encima de la superficie de rotura y  $m$  un coeficiente inferior a la unidad (ver figura 3.50). Mediante este método se obtiene una nueva línea de rotura, que demuestra como la inicial se ve afectada por la incorporación de los pilotes.

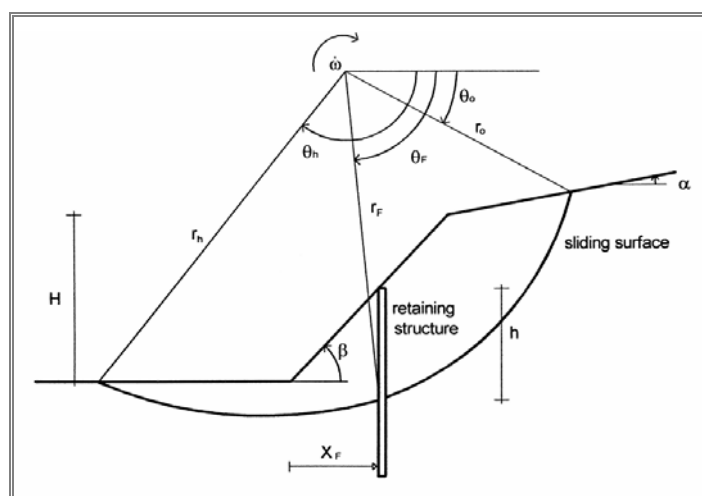


Figura 3.50. Esquema de análisis del deslizamiento en taludes. Ausilio E. 2001

También en sus aportaciones Poulos et al [1995] plantean un método simplificado que considera de forma separada el comportamiento del pilote y la estabilidad del talud, empleándose la curva de rotura simplificada de Bishop para analizar la estabilidad del talud.

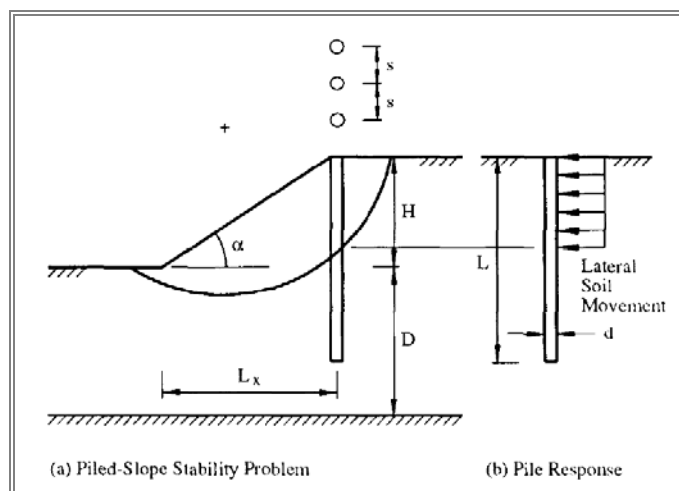


Figura 3.51. Análisis de los pilotes. Poulos et al 1995

La respuesta de los pilotes serían los desplazamientos función de las presiones ejercidas por la zona de terreno afectada por la curva de deslizamiento (figura 3.50), restringiéndose el despegue total de la interface para mantener el equilibrio. La masa de suelos se considera elástica pero con comportamiento no lineal.

Mediante el método simplificado de Bishop se determina la curva crítica de rotura, el momento de vuelco y el momento resistente en el pilote a partir del cortante y momento provocado por la zona de deslizamiento.

En estudios recientes realizados en arenas [Chia-Cheng et al 2005] se hace un análisis no lineal mediante el método de elementos finitos, comparando distintas soluciones en cuanto a rigidez, diámetros, etc., obteniéndose conclusiones de interés: el diámetro del pilote tiene una incidencia no lineal importante en la resistencia del suelo. Así también, Gino, W., et al [2007] han podido demostrar que la restricción en la cabeza de los pilotes y la rigidez a flexión de los mismos, influye en el factor de seguridad final, y que la máxima presión en los pilotes sucede cuando estos se sitúan en la zona central del talud (función de la distancia  $x_F$  de la figura 50). Por tanto, lo ideal sería situar los pilotes en esta zona, y coaccionando el movimiento de las cabezas.

En estudios recientes realizados en arenas [Chia-Cheng et al 2005] se hace un análisis no lineal mediante el método de elementos finitos, comparando distintas soluciones en cuanto a rigidez, diámetros, etc., obteniéndose conclusiones de interés: el diámetro del pilote tiene una incidencia no lineal importante en la resistencia del suelo. Así también, Gino, W. et al [2007] han podido demostrar que la restricción en la cabeza de los pilotes y la rigidez a flexión de los mismos, influye en el factor de seguridad final, y que la máxima

presión en los pilotes sucede cuando estos se sitúan en la zona central del talud (función de la distancia  $x_F$  de la figura 50). Por tanto, lo ideal sería situar los pilotes en esta zona, y coaccionando el movimiento de las cabezas.

### 3.3.3.1. Efecto arco

Según Terzaghi [1943] el fenómeno del efecto arco se explica por la transferencia de presión de una masa de sólido a los cuerpos rígidos adyacentes. En general, la definición del efecto arco se utiliza para describir el fenómeno de la transferencia de la tensión a través de la movilización de resistencia a la cortante [Wang, W.L. et al 1974].

Handy et al [1985] estudiaron la acción del arco del suelo en una masa de suelo cargado entre dos paredes, simulando un cajón. Suelo acción arqueado fue representado como una trayectoria de esfuerzo principal menor que se aproxima a una catenaria. Su desarrollo se puede iniciar a partir de la rotación de las tensiones principales. La segunda etapa del efecto arco reduce las presiones verticales y horizontales cerca de la base de la pared. En la zona de formación del arco, la dirección tangencial y la radial son donde aparecen las tensiones principales máxima y mínima, respectivamente.

Wang y Yen [1974] estudiaron la estabilización de taludes desde el punto de vista del efecto arco, utilizando un método analítico. Algunos de los resultados de su análisis se resumen a continuación:

1. La presión media en el arco es igual a la presión en reposo del talud.
2. El arco es más prominente para valores mayores de la cohesión y el ángulo de rozamiento interno, cuando los demás factores se mantienen iguales.
3. Se observó la existencia de una separación crítica entre pilotes partir de la cual el efecto arco no se desarrolla.
4. El efecto arco se produce tanto en suelos granulares como cohesivos.

Chen, C., [2002] trata este problema con un modelo 2-D (FLAC), tanto en suelos cohesivos como granulares, con elementos viga para representar el pilote, conectados mediante elementos de interfaz al suelo para tener en cuenta la posibilidad de deslizamiento entre el pilote y el suelo. Los elementos de la interfaz permiten el cálculo de esfuerzos normal y cortante. En sus modelos, los elementos de la interfaz se caracterizan por la posibilidad de separación por tracción, incorporando efectos de fricción, cohesión, dilatancia, rigidez normal y al cizallamiento y resistencia a la tracción. Los elementos de la interfaz permiten el despegue si existe una tensión a través de la interfaz que supera la tensión límite de la misam. Una vez que se pierde el contacto entre en la interfaz pilote-suelo, las fuerzas de cizalladura y normal se ajustan a cero.

Las aportaciones más importantes de este estudio incluyen:

1. La zona de formación del efecto arco puede observarse mediante la visualización de las vectores desplazamiento y por el giro de las direcciones de las tensiones principales.
2. El efecto arco se da tanto en condiciones drenadas como sin drenaje.
3. Bajo condiciones no drenadas, se produce un doble efecto arco: uno alrededor de una zona elástica en la parte frontal de los pilotes y otro entre los dos pilotes adyacentes. La forma del arco entre los pilotes parece ser hiperbólica.

4. Bajo condiciones sin drenaje el la forma del arco es algo rebajada.
5. La dilatancia del suelo tiene efectos considerables en la formación de un arco, ya que una mayor dilatancia del suelo provocará un aumento de volumen alrededor del pilote. Además, una interfaz más áspera acelera la formación del arco.

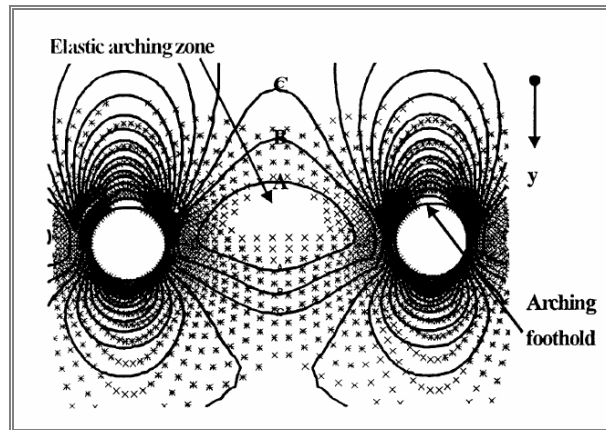


Figura 3.52. Formación del efecto arco en suelo cohesivo.

### 3.3.3.2. Elementos de interface.

Aún cuando este tema será tratado en otros capítulos de esta tesis, creemos necesario resaltar aquí algunas peculiaridades que afectan a la interface en lo que respecta a los pilotes bajo empuje lateral.

Una de las razones para emplear este tipo de elementos sería tener en cuenta la posible pérdida de contacto entre pilotes y suelo. Además, esto permite obtener las tensiones en la interface, y, a partir de aquí, se puede entender mejor el comportamiento del problema.

Hay dos tratamientos de este aspecto: el primero trata los dos sólidos (pilote y suelo) como elementos independientes, que estarían en contacto bajo ciertas restricciones. Esta solución no permitiría la penetración de un sólido en otro, y en estos modelos no siempre es fácil obtener las tensiones en la interface. Sin embargo, mediante esta técnica, se pueden obtener giros, deslizamientos y pérdida de contacto entre los cuerpos.

El segundo enfoque se basa en la rigidez [Goodman, 1968], donde los movimientos relativos entre nodos opuestos determinan deformaciones. En algunas aplicaciones estos elementos tienen espesor nulo o finito [Desai et al, 1984] en el que se trataría más de un continuo con pequeño espesor con comportamiento no lineal, elasto-plástico. Como solución intermedia, hay también estudios que presentan procedimientos combinados de los dos enfoques [Herrmann, 1978].

A diferencia del modelo de Winkler convencional, Tahghighi [2007] muestra la necesidad de restar al vector de desplazamientos del pilote, un vector de desplazamientos ( $u_{far}$ ) que representaría el desplazamiento dado en el extremo contrario de los resortes (del lado del suelo, figura 3.53), dependiendo éste en gran medida de la deformación del pilote.

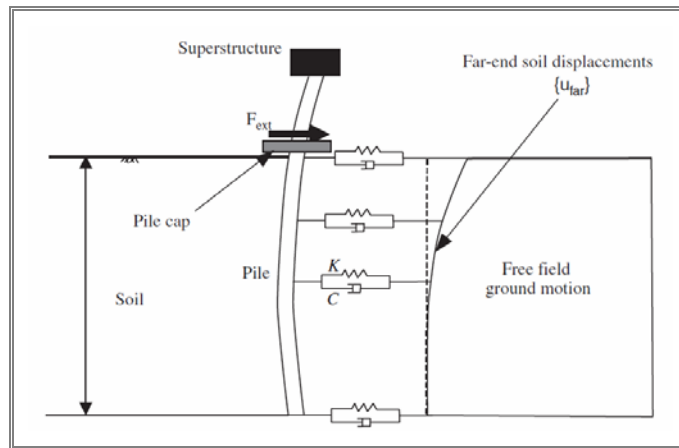


Figura 3.53. Modelo no lineal de interfaz. (Tahghighi, 2007)

Matos, R. et al [2005] realizaron una formulación para el análisis numérico de las interacciones pilote-suelo, en el que se emplea tanto el método de elementos de contorno (BEM) como el método de los elementos finitos (FEM). El FEM se utiliza para modelar el pilote como un solo elemento finito con 14 grados de libertad nodales: los desplazamientos lineales en tres direcciones, en cada uno de los cuatro nodos y dos rotaciones en la parte superior del pilote. El suelo se modela como un medio continuo semi-infinito, elástico, isótropo y homogéneo. Las fuerzas de contacto que se desarrollan en la interfaz pilote-suelo se modelan por funciones polinómicas, cúbica para las fuerzas en las direcciones  $x_1$  y  $x_2$  y cuadrática para fuerzas de cizallamiento a lo largo del eje. La tracción normal en el extremo inferior del pilote se supone constante en la sección transversal. Todas estas fuerzas de contacto son eliminadas cuando los dos grupos de ecuaciones, obtenidas por el FEM y el BEM, son acoplados. Al resolver estas ecuaciones globales, se determinan los desplazamientos en los nodos y, a partir de estos, las tensiones en el contacto pilote-suelo.

Mardfekri, M. [2013] realizó un modelo 3D de elementos finitos para el estudio del comportamiento pilote-suelo en la interfaz. En este caso, el suelo y la interfaz suelo-pilote se considera con comportamiento no lineal. El modelo de elementos finitos tiene la capacidad de tener en cuenta el estado inicial de tensiones del suelo. Un modelo de elástico-plástico se podría emplear para describir el comportamiento no lineal del contacto suelo-pilote.

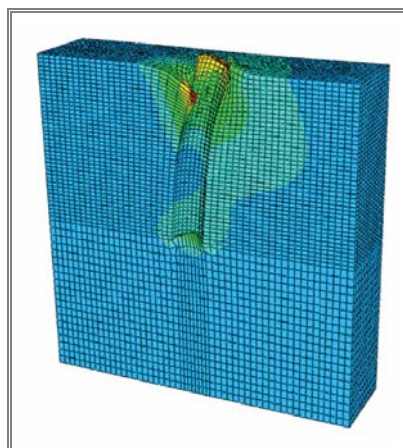


Figura 3.54. Modelo 3D de elementos finitos con cálculo no lineal. (Mardfekri, M., 2013)



En la presente investigación, se empleará una solución para la contención de taludes mediante dos líneas de pilotes enlazados entre sí mediante una losa armada. En esta situación, los elementos que componen el sistema serán los que a continuación se presentan en el siguiente esquema (figura 3.55), con los tres elementos del sistema y mostrándose la interacción entre los mismos. De todos modos, en el presente estudio, la situación se simplifica en cierta forma, al no tener acciones verticales sobre los pilotes.

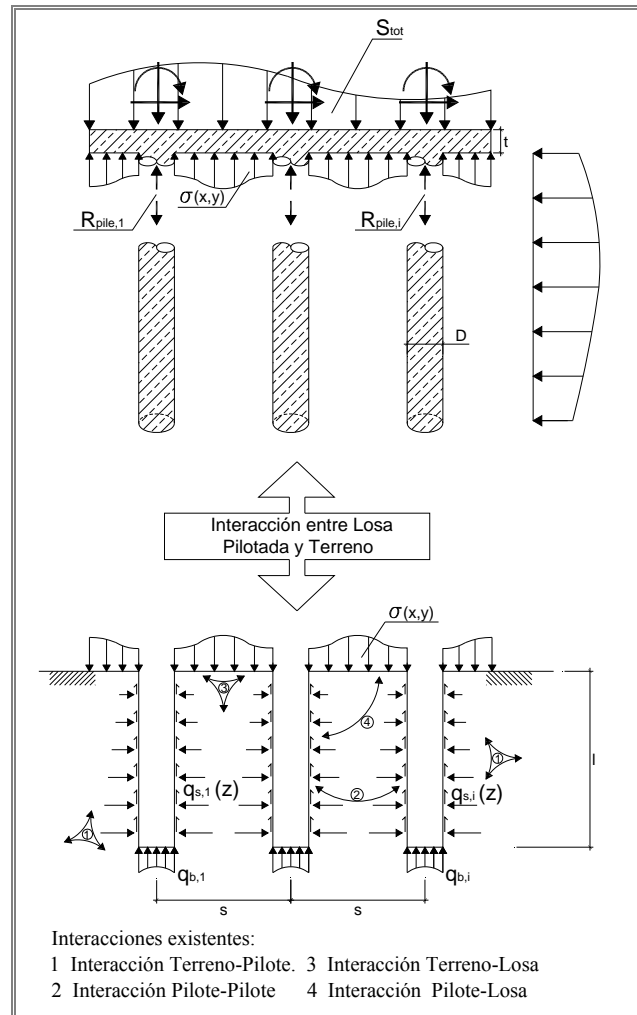


Figura 3.55. Fases del sistema e interacción entre ellas de una cimentación mixta de losa pilotada. (Poulos, 2000).

### 3.3.3.3. Comportamiento no lineal del terreno.

Cuando se producen grandes deformaciones del terreno en las interfaces pilote-suelo de un pilote individual dentro de un grupo, se empieza a producir un deslizamiento. Esta no linealidad está limitada sólo a una estrecha zona de suelo adyacente al eje del pilote, mientras que la mayor parte del suelo entre los pilotes se encuentra a niveles de deformación relativamente bajos, por lo cual ese comportamiento permanece esencialmente elástico. Así, en esta etapa, el comportamiento no lineal del pilote aislado domina sobre la respuesta no lineal del grupo de pilotes, donde los efectos de interacción permanecen esencialmente elásticos. Sin embargo, cuando las tensiones de corte del terreno se movilizan totalmente en

un nodo particular, se produce el deslizamiento en el nodo. Además el aumento de la carga que actúa sobre el grupo de pilotes no aumentará la reacción del suelo en aquel nodo, de forma que el aumento de cargas en los nodos restantes del grupo no va a causar futuros desplazamientos mayores que el aumento de desplazamiento de aquel nodo particular debido a la discontinuidad que como resultado del deslizamiento del pilote en esa zona. Así, no hay ninguna interacción sobre el terreno, entre aquel nodo y los nodos restantes en el grupo de pilotes. Hay que resaltar la manera mediante la que se obtiene de forma aproximada la respuesta no lineal del grupo de pilotes. Antes de que haya ocurrido un deslizamiento total en un nodo en particular, el comportamiento no lineal del suelo adyacente al fuste del pilote introduce una discontinuidad en las propiedades del material.

El procedimiento para obtener la solución sería el siguiente para cada incremento de carga:

1. Evaluar los coeficientes de la matriz de flexibilidad. La respuesta no lineal del terreno para el pilote individual se obtiene de los valores tangentes a los coeficientes de flexibilidad.
2. Para los nodos en los que se moviliza totalmente la tensión cortante, seleccionar las filas y columnas de la matriz de flexibilidad cero.
3. Invertir la matriz de flexibilidad para obtener la matriz de rigidez del terreno.
4. Ensamblar las matrices de rigidez del terreno y del pilote.
5. Resolver las ecuaciones de rigidez para obtener el incremento de asiento en el grupo de pilotes.

#### **3.3.3.4. Terrenos no homogéneos.**

La interacción entre los pilotes se resuelve a través de las ecuaciones de Midlin, las cuales son estrictamente válidas en un semiespacio elástico para suelos homogéneos e isotrópicos.

Los efectos de interacción en suelos no homogéneos se tienen que aproximar utilizando el módulo cortante del nodo (i) (donde se evalúa el desplazamiento) y el nodo (j) (donde se aplica la carga unitaria) en las ecuaciones de Midlin. La exactitud de dichas ecuaciones ha sido comprobada por Poulos [1994] usando una aproximación similar.

Esta cuestión se podría solventar mediante una aproximación con profundidades finitas y distintas capas de terreno.

#### **3.3.4. INTERACCIÓN PILOTE – PILOTE.**

La interacción entre pilotes es una consideración importante en el análisis de grupos de pilotes. La interacción se define como la desviación adicional de un pilote descargado causada por un pilote adyacente que si se encuentra cargado, el factor de interacción,  $\alpha_{pp}$ , se puede expresar como:

$$\alpha_{pp} = \frac{\text{desvio adicional de un pilote descargado}}{\text{desvio de un pilote aislado cargado}} \quad [3.90]$$

Esta interacción se puede calcular considerando un par de pilotes con una distancia  $s$  entre ellos como se muestra en la figura siguiente. Los pilotes pueden tener diferentes longitudes y diámetros, se dividen en un número de elementos beams. El terreno se divide en varias capas en función de la división del pilote.

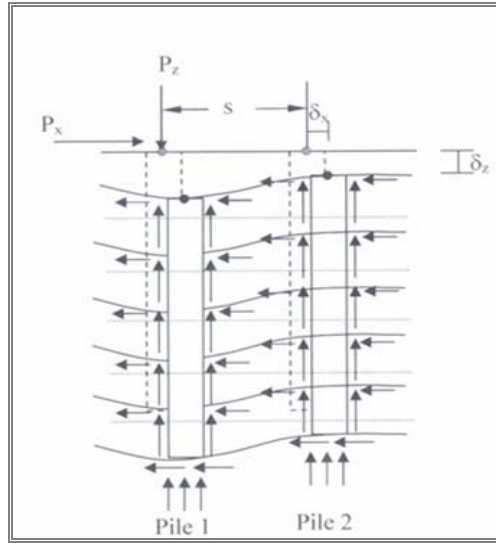


Figura 3.56 Interacción entre pilote cargado y pilote descargado – Interacción Pilote-Pilote (Chow, 2007)

El cálculo comienza con la formación de la matriz de influencia para el terreno. La matriz de influencia se calcula aplicando una carga unitaria horizontal o vertical de forma concéntrica en cada capa de suelo a lo largo del fuste del pilote y una carga unitaria circular horizontal o vertical en la base del pilote, para cada elemento de la matriz. Las desviaciones calculadas en las ubicaciones de este anillo de cargas forman las columnas de la matriz del terreno que interactúa  $[I_s]$ . Las desviaciones del terreno en las posiciones de las cargas de concéntricas o uniformes se pueden expresar como:

$$\delta_s = I_s \cdot P_s \quad [3.91]$$

donde:

- $\delta_s$  es el vector desplazamiento del terreno en los nodos;
- $I_s$  es la matriz de influencia y
- $P_s$  es el vector de fuerzas actuante en el terreno interfaz.

La matriz de rigidez del terreno  $[K_{soil}]$  se puede obtener invirtiendo la matriz de influencia del terreno y por tanto la relación carga-desplazamiento para el terreno se puede escribir como:

$$K_s \cdot \delta_s = P_s \quad [3.92]$$

donde  $[K_s] = [I_s]^I$ .

Una vez que se ha construido la matriz de rigidez del terreno, se puede ensamblar para dos pilotes la matriz de rigidez de los pilotes  $[K_p]$ . La matriz de rigidez de los pilotes es simplemente la suma de rigidez de cada elemento individual. La relación carga-desplazamiento para el pilote se puede expresar como:

$$[K_p] \delta_p = P_p + Q_p. \quad [3.93]$$

donde:

$\delta_p$  es el vector desplazamiento en los nodos del pilote;  
 $P_p$  es el vector de fuerzas aplicado en los nodos del pilote y  
 $Q_p$  es el vector de carga actuante en la cabeza del pilote.

Asumiendo que no hay ningún deslizamiento a lo largo del fuste del pilote, la desviación del terreno y la desviación en el fuste del pilote debe ser la misma. Así, la compatibilidad de desplazamiento es:

$$\delta = \delta_s = \delta_p \quad [3.94]$$

El equilibrio de las fuerzas de interacción en la interfaz pilote-terreno y la base del pilote es:

$$P_s = -P_p \quad [3.95]$$

Combinando las ecuaciones [3.91] a [3.94] obtenemos

$$[K_c]\{\delta_s\} = \{P\} \quad [3.96]$$

donde  $[K_c] = [K_s] + [K_p]$ .

Resolviendo la ecuación [3.96], las desviaciones horizontales y verticales a lo largo del fuste y la punta del pilote pueden determinarse las desviaciones del par de pilotes considerados.

### 3.3.5. INTERACCIÓN PILOTE – TERRENO.

Esta representa la interacción entre un pilote cargado y un terreno descargado en la superficie a una distancia  $s$  desde el pilote cargado mostrado en la gráfica. La interacción pilote-terreno puede ser expresada como:

$$\alpha_{pp} = \frac{\text{desvío adicional de terreno descargado}}{\text{desvío de un pilote aislado cargado}} \quad [3.97]$$

Se puede obtener usando la misma aproximación que en la interacción de pilote a pilote de la sección 3.3.4. Sin embargo, la matriz de rigidez que se monta es para un solo pilote. Aplicando una carga unitaria sobre la cabeza del pilote, se pueden calcular las magnitudes de las cargas concéntricas a lo largo del fuste del pilote y la carga circular en la punta del mismo. Estas cargas estarán aplicadas sobre el suelo para obtener las desviaciones horizontales y verticales superficiales.

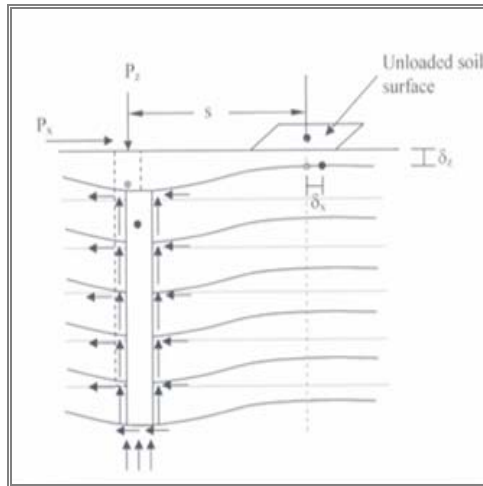


Figura 3.57. Interacción entre pilote cargado y terreno descargado – Interacción Pilote-Terreno (Chow, 2007)

### 3.3.6. INTERACCIÓN TERRENO – PILOTE.

Esto es la interacción entre una carga uniforme rectangular aplicada a la superficie del terreno y un pilote descargado, a una distancia  $s$  del centro de la superficie de suelo cargada como se observa en la Figura siguiente (3.58). La interacción terreno-pilote, puede ser expresada como:

$$\alpha_{pp} = \frac{\text{desvío adicional de un pilote descargado}}{\text{desvío de un terreno superficial cargado}} \quad [3.98]$$

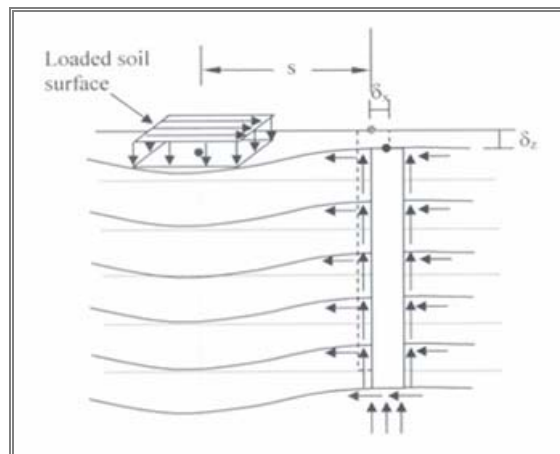


Figura 3.58 Interacción entre terreno cargado y pilote descargado – Interacción Terreno-Pilote (Chow, 2007)

Esta interacción se calcula primero por consideraciones de terreno. La desviación del terreno tiene dos componentes - (i) las cargas a lo largo del fuste del pilote y (ii) la carga superficial aplicada al suelo. La desviación debida a la carga de anillo puede ser calculada usando la ecuación [3.91], mientras que la desviación debido a la carga superficial puede ser

calculada simplemente por el método de capa finita. La relación carga-desviación puede ser escrita como

$$\{\delta_s\} = \{I_s\}\{P_s\} + \{\delta_l\} \quad [3.99]$$

donde:

- $\{\delta_s\}$  es el vector de desviaciones del terreno alrededor de la cabeza y de la base del pilote calculado en los nodos de cada pilote.
- $\{P_s\}$  es el vector de cargas que actúan sobre el terreno a lo largo del pilote.
- $\{\delta_l\}$  es el vector de desviaciones del terreno cuando actúa una superficie de carga unitaria a una distancia  $s$  del pilote calculado en los nodos del mismo.

Para un pilote asilado, la relación carga-desviación puede ser escrita como

$$\{\delta_p\} = \{I_p\}\{P_p\} + a\Delta_x + b\Delta_y + c\Delta_z + d\vartheta_x + e\vartheta_y \quad [3.100]$$

siendo:

- $\{\delta_p\}$  es el vector de desviación de los nodos de cada elemento pilote;
- $\{I_p\}$  es la matriz de influencia del pilote;
- $\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z$  son las traslaciones de cada pilote fijado;
- $\vartheta_x$  y  $\vartheta_y$  son las rotaciones de cada pilote fijado;
- $a = (1, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, \dots, 1, 0, 0, 0, 0)^T$ ;
- $b = (0, 1, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, \dots, 0, 1, 0, 0, 0)^T$ ;
- $c = (0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, \dots, 0, 0, 1, 0, 0)^T$ ;
- $d = (0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 1, 0, \dots, 0, 0, 0, 1, 0)^T$  y
- $e = (0, 0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 1, \dots, 0, 0, 0, 0, 1)^T$ .

La matriz de influencia se puede obtener (i) montando la matriz de rigidez de un pilote aislado, (ii) aplicando las condiciones de contorno para fijar el pilote y (iii) aplicando las cargas unitarias en cada nodo del pilote fijado.

La desviación del pilote se puede calcular combinando las ecuaciones [6.10] y [6.11] considerando que no ocurre ningún deslizamiento a lo largo del fuste del pilote (p. ej.  $\delta_p = \delta_s$ ) y que la interacción de fuerzas en el interfaz terreno-estructura es la misma en magnitud, pero de signo contrario (p. ej.  $P = P_p = -P_s$ ). La ecuación combinada se puede escribir como

$$\{\delta_p\} = \{I_{sp}\}\{P_p\} + a\Delta_x + b\Delta_y + c\Delta_z + d\vartheta_x + e\vartheta_y \quad [3.101]$$

donde  $[I_{sp}] = [I_s]/[I_p]$ .

### 3.3.7. INTERACCIÓN TERRENO – TERRENO.

Esto es la interacción entre una superficie uniformemente cargada y una descargada situada a una distancia  $s$  del centro de la superficie cargada, como se muestra en la figura. La interacción de terreno con terreno puede ser expresada como:

$$\alpha_{pp} = \frac{\text{desvio adicional de un terreno descargado}}{\text{desvio de un terreno superficial cargado}} \quad [3.102]$$

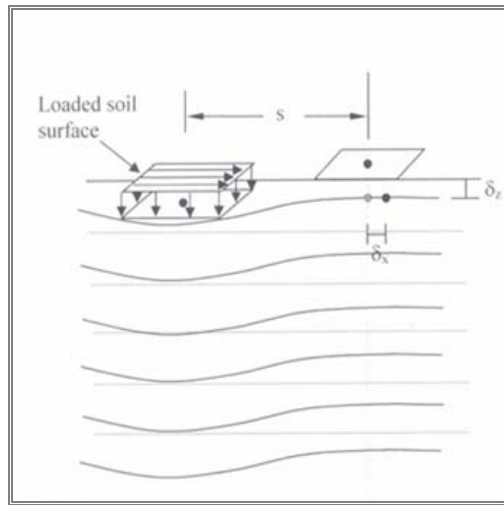


Figura 3.59. Interacción entre terreno cargado y terreno descargado – Interacción Terreno-Terreno.  
(Chow, 2007)

La interacción se puede calcular usando el método de los elementos finitos. Para ello, se aplica una carga uniforme rectangular en la dirección horizontal o vertical sobre la superficie del suelo para calcular la desviación del suelo en las posiciones deseadas.





## CAPÍTULO 4

### ECUACIONES DIFERENCIALES QUE GOBIERNAN EL PROBLEMA.

#### 4.1. INTRODUCCIÓN.

La mayoría de problemas de mecánica de suelos se puede dividir en dos categorías. En una primera situación, la tensión en el terreno se encuentra en el rango elástico y es sustancialmente más pequeña que la necesaria para crear un flujo plástico. Estos problemas pueden ser resueltos por la teoría de la elasticidad y se llaman problemas de equilibrio elástico. En el segundo grupo de problemas tratados, las tensiones se encuentran dentro del rango plástico. Estos problemas se resuelven sobre la hipótesis de que el material es perfectamente plástico y se les llama problemas de equilibrio plástico. Las hipótesis de elasticidad y plasticidad no dejan de ser simplificaciones del comportamiento real del terreno.

#### 4.2. RELACIONES FUNDAMENTALES.

La generalización sobre un estado de tensiones en un punto se muestra en la figura 4.1 en la que se ha considerado un elemento cúbico. Existen tensiones normales y cortantes sobre cada una de las seis caras. En la derivación de las ecuaciones fundamentales, las tensiones toman un valor positivo. Para cualquier estado de tensión, también existen mutuamente tres direcciones perpendiculares, de forma que a lo largo de las mismas solo existen tensiones normales. Estos ejes se llaman ejes principales, las tensiones a lo largo de ellos se llaman tensiones principales, (se simbolizan por  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ) y los planos perpendiculares a los ejes principales se llaman planos principales, se muestran en la figura 4.2.

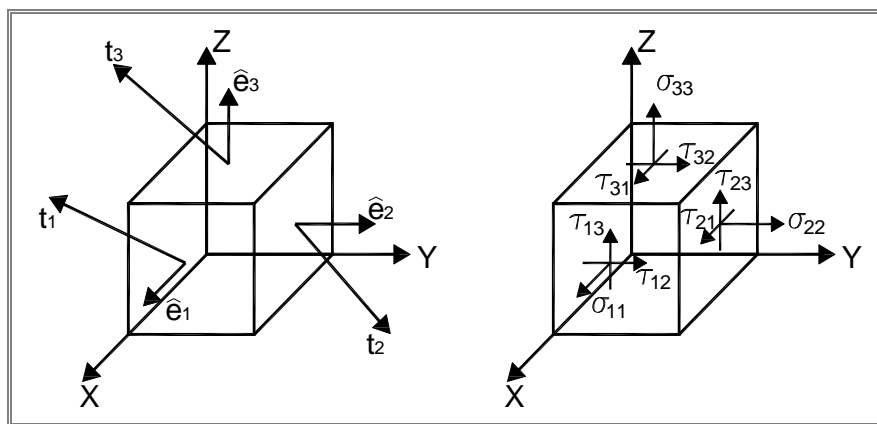


Figura 4.1 Representación gráfica del tensor de tensiones

Los desplazamientos de un elemento son  $u$ ,  $v$ ,  $w$ , en las direcciones  $x$ ,  $y$ ,  $z$  respectivamente. Ellos se pueden escribir en forma vectorial como:

$$\{u\} = [u \ v \ w]^T \quad [4.1]$$

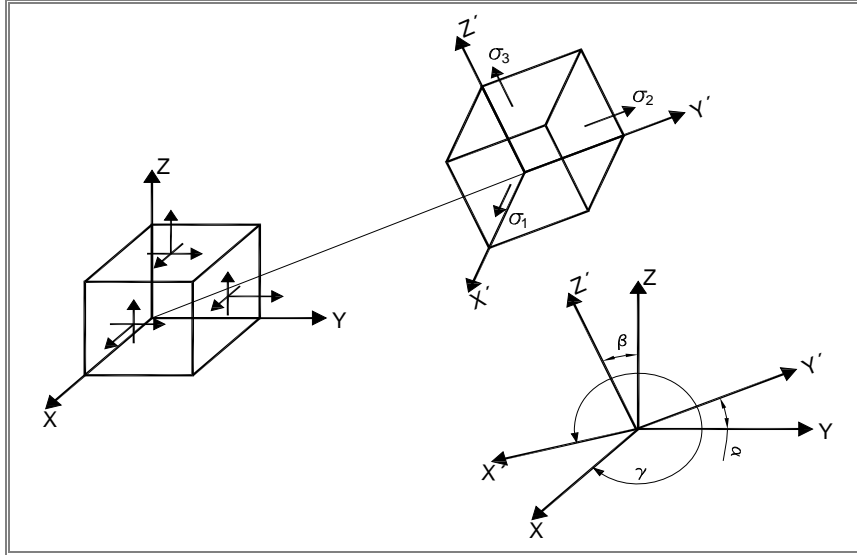


Figura 4.2 Diagonalización del tensor de tensiones

Además, ante pequeñas relaciones deformación-desplazamiento se puede escribir como [Timoshenko y Goodier, 1951]:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} \\
 \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} \\
 \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \\
 \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\
 \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\
 \gamma_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

Estas ecuaciones se pueden escribir en forma vectorial de la siguiente manera:

$$(\varepsilon) = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \end{pmatrix}
 \tag{4.3}$$

La correspondencia con el vector tensión viene dada por:

$$\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}] \quad [4.4]$$

### 4.3. RELACIONES FUNDAMENTALES DE ELASTICIDAD.

La teoría de elasticidad está basada en el comportamiento elástico de los materiales y en las leyes de equilibrio.

#### 4.3.1. LEYES DE HOOKE.

Un material elástico es aquel que obedece a las leyes de Hooke de proporcionalidad entre tensión y deformación. Para un material isotrópico y lineal sometido a una tensión normal  $\sigma_x$  en la dirección  $x$ , la deformación en las direcciones  $x$ ,  $y$  y  $z$  son [Timoshenko y Goodier, 1951]:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_z = -\mu \frac{\sigma_x}{E} \end{aligned} \quad [4.5]$$

donde:

$E$  es el módulo de elasticidad.  
 $\mu$  es el coeficiente de Poisson.

Si el elemento material está sometido a un estado tensional entonces por el principio de superposición:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \quad [4.6]$$

Las ecuaciones (4.6) pueden ser modificadas y expresadas en términos de tensiones en vez de deformaciones de la manera siguiente:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + \left( \frac{E}{1+\mu} \right) \varepsilon_x \\ \sigma_y &= \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + \left( \frac{E}{1+\mu} \right) \varepsilon_y \\ \sigma_z &= \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + \left( \frac{E}{1+\mu} \right) \varepsilon_z \end{aligned} \quad [4.7]$$

Por simplificación, las ecuaciones [4.7], pueden ser escritas:

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \lambda \varepsilon + 2G \varepsilon_x \\
\sigma_x &= \lambda \varepsilon + 2G \varepsilon_x \\
\sigma_x &= \lambda \varepsilon + 2G \varepsilon_x
\end{aligned}
\tag{4.8}$$

donde,

$$\varepsilon = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \tag{4.9}$$

$$\lambda = \frac{\mu E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \tag{4.10}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \tag{4.11}$$

siendo  $\lambda$  y  $G$  los coeficientes de Lamé

La relación entre la distorsión angular y el esfuerzo cortante puede ser escrita como:

$$\begin{aligned}
\gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G} \\
\gamma_{yz} &= \frac{\tau_{yz}}{G} \\
\gamma_{xz} &= \frac{\tau_{xz}}{G}
\end{aligned}
\tag{4.12}$$

#### 4.3.2. EQUILIBRIO ELÁSTICO.

En un material elástico, la tensión debe obedecer a las leyes de equilibrio. Entonces la tensión puede variar de un punto a otro. Esto se puede expresar como que hay una condición de equilibrio interno de masa en el material. Si se considera un elemento cúbico (ver figura 4.3), las componentes de tensión sobre las tres caras  $x = 0$ ,  $y = 0$ ,  $z = 0$  son respectivamente  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$ ;  $\sigma_y$ ,  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{yx}$ ;  $\sigma_z$ ,  $\tau_{zx}$ ,  $\tau_{zy}$ . Sin embargo, la tensión no es constante a través del cuerpo. De ahí que sobre la cara  $x = dx$ , la tensión sea

$$\sigma_x + \left( \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \right) dx, \tau_{xy} + \left( \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} \right) dx, \tau_{xz} + \left( \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \right) dx \tag{4.13}$$

Las tensiones sobre los planos  $y = dy$  y  $z = dz$  se muestran en la figura (4.3). Además, existen unas fuerzas superficiales sobre el cuerpo con componentes  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  y están expresadas como una fuerza por unidad de volumen. Normalmente las fuerzas superficiales incluyen el peso del material y las presiones intersticiales.

Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la dirección  $x$ :

$$\begin{aligned}
F_x &= -\sigma_x dydz - \tau_{zx} dx dy - \tau_{yx} dx dz + X dx dy dz + \left( \sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) dy dz + \left( \tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dz \right) dx dy + \\
&\quad + \left( \tau_{yx} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dy \right) dx dz = 0
\end{aligned}
\tag{4.14}$$

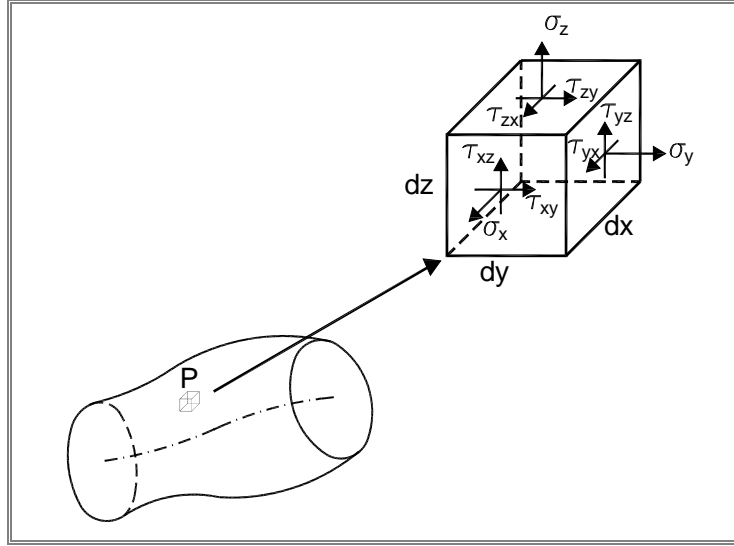


Figura 4.3 Tensiones sobre un elemento (Ortiz Berrocal, 1998)

O simplificando

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + X = 0 \quad [4.15 \text{ a}]$$

De forma similar tendremos el equilibrio en las direcciones y y z:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + Y = 0 \quad [4.15 \text{ b}]$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + Z = 0 \quad [4.15 \text{ c}]$$

Si las relaciones tensión-deformación - ecuaciones [4.8] a [4.11] - y la relación deformación-desplazamiento - ecuación [4.2] -, se sustituyen en las ecuaciones [4.15], podríamos obtener la ecuación de equilibrio en términos de desplazamiento  $u$ ,  $v$ ,  $w$ :

$$(\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + G \nabla^2 u + X = 0 \quad [4.16.a]$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + G \nabla^2 v + Y = 0 \quad [4.16.b]$$

$$(\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + G \nabla^2 w + Z = 0 \quad [4.16.c]$$

donde  $\nabla^2$  es el operador

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad [4.17]$$

#### 4.4. PLASTICIDAD.

El equilibrio plástico trata sobre la tensión en la masa de terreno en rotura. El terreno está por tanto dentro del rango plástico. Un material idealmente plástico en rotura sufre una deformación constante sin modificar las tensiones. El comportamiento de terrenos reales es desde luego bastante diferente de un material inmejorablemente plástico. Sin embargo, el análisis según la teoría plástica proporciona una base teórica con la cual puede ser comparable el comportamiento real de masas de suelo. Las ecuaciones básicas de la teoría de plasticidad están extraídas de las condiciones de equilibrio y la condición de rotura, expuesta en el capítulo 6. Esto hace posible resolver tensiones en una masa de terreno en rotura.

##### 4.4.1. DEFORMACIÓN EN LA TEORÍA DE PLASTICIDAD.

La diferencia fundamental entre modelos de elasticidad y plasticidad radica en la distinción entre el tratamiento de la carga y descarga en las teorías de plasticidad. Esto se resuelve introduciendo el concepto de función de carga.

Además, las deformaciones totales  $\varepsilon_{ij}$  se descomponen en componentes elásticos y plásticos  $\varepsilon_{ij}^e$  y  $\varepsilon_{ij}^p$  por la superposición simple:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad [4.18]$$

Las deformaciones plásticas se pueden obtener desde [Chen y Baladi, 1985]:

$$\varepsilon_{ij}^p = \varphi \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad [4.19]$$

donde:

$\varphi$  es una función escalar relativa a una curva de ensayo uniaxial, que es positiva durante el proceso de carga y cero durante la descarga.

$F$  es una función escalar del estado de tensiones, de los mismos parámetros de endurecimiento.

#### 4.5. ECUACIONES QUE GOBIERNAN EL EQUILIBRIO.

Las ecuaciones que gobiernan el equilibrio para un continuo no lineal en equilibrio estático se obtendrán en una sección basándonos en el principio de los trabajos virtuales. Este principio nos dice: “si un sistema en equilibrio se somete a unos desplazamientos virtuales compatibles con un estado de deformación, el trabajo virtual de las acciones externas,  $\delta W_{ext}$ , es igual a la energía de deformación virtual debida a las tensiones internas,  $\delta W_{int}$ ” [Zienkiewicz, O., 1971]. Esto es:

$$\delta W_{ext} = \delta W_{int} \quad [4.20]$$

El trabajo realizado durante el movimiento originado por las fuerzas de volumen  $\{b\}$  y las fuerzas de tracción  $\{t\}$  a través de los desplazamientos virtuales  $\partial(u)$  es:

$$\int \delta W_{ext} = \int_V \partial(u)^T (b) dV + \int_S \partial(u)^T (t) dS \quad [4.21]$$

donde:

V es el volumen del cuerpo.

S es la superficie del cuerpo donde se realizan las tracciones externas.

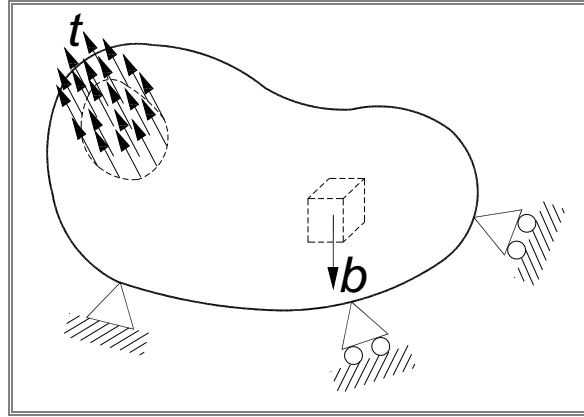


Figura 4.4 Fuerzas sobre un sólido.

Si consideramos un sistema tridimensional sobre el que actúa un sistema de fuerzas externas, se puede utilizar el sistema de coordenadas cartesianas  $(x, y, z)$  para describir el estado. Las fuerzas externas pueden consistir en fuerzas de superficie de tracción actuando sobre una parte o toda la superficie externa del cuerpo. Expresado en forma vectorial como:

$$\{t\} = [t_x \ t_y \ t_z]^T \quad [4.22]$$

el vector de fuerzas másicas que actúa a través del volumen del cuerpo es:

$$\{b\} = [b_x \ b_y \ b_z]^T \quad [4.23]$$

Debido a las fuerzas externas, una partícula de cuerpo localizada inicialmente en un punto  $P(x, y, z)$  sufre un desplazamiento que tiene de componentes  $u$ ,  $v$  y  $w$  según las direcciones  $x$ ,  $y$  y  $z$  respectivamente.

El trabajo interno se puede expresar como la modificación de la energía de deformación debido al conjunto de deformaciones virtuales,  $\partial\{\epsilon\}$ , correspondiente a los desplazamientos virtuales:

$$\int \delta W_{int} = \int_V \partial(\epsilon)^T (\sigma) dV \quad [4.24]$$

Los vectores tensión y deformación que se han expuesto se relacionan a través de la matriz constitutiva  $[D]$  siguiente:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad [4.25]$$

si se sustituye la ecuación [4.25] en la ecuación [4.24] se obtiene:

$$\delta W_{\text{int}} = \int_V \partial(\varepsilon)^T [D](\varepsilon) dV \quad [4.26]$$

Sustituyendo la ecuación [4.21] y [4.26] en la ecuación [4.20] obtenemos:

$$\int_V \partial(\varepsilon)^T [D](\varepsilon) dV - \int_V \partial(u)^T (b) dV - \int_S \partial(u)^T (t) dS = 0 \quad [4.27]$$

La ecuación [4.27] representa la ecuación general del equilibrio estático para un cuerpo. Esta ecuación se puede discretizar por el procedimiento de los elementos finitos del capítulo siguiente para obtener la ecuación matricial que gobierna el problema.





## **CAPÍTULO 5**

# **DISCRETIZACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS DE LAS ECUACIONES DIFERENCIALES QUE GOBIERNAN EL PROBLEMA.**

### **5.1. INTRODUCCIÓN.**

El método de los elementos finitos es una técnica numérica para resolver los problemas descritos por las ecuaciones diferenciales ordinarias. Este método tiene un interés especial en el tipo de problemas que aquí se estudian. La aproximación mediante funciones en elementos finitos está determinada en términos de valores nodales de un campo físico donde se busca una solución. Un problema físico de un continuo se transforma en un problema discretizado en elementos finitos con valores nodales desconocidos.

El método de los elementos finitos presenta las siguientes características:

1. Aproximación mediante una porción del campo físico por elementos finitos que proporciona una buena precisión, aun utilizando funciones de forma simples (aumentando el número de elementos se puede alcanzar cualquier precisión).
2. Una aproximación localizada conduce a un sistema escaso de ecuaciones para un problema discretizado. Esto ayuda a resolver problemas con un número muy grande de valores nodales desconocidos.

### **5.2. PROCEDIMIENTO DE TRABAJO CON ELEMENTOS FINITOS.**

En general, un problema resuelto mediante el método de los elementos finitos, necesita realizar las siguientes etapas que se detallan a continuación [Zienkiewicz, O., 1971 y Nikishikov, 2004]:

1. Discretizar el continuo: El primer paso debe ser dividir la región de solución en elementos finitos. Mediante un programa denominado preprocesador se genera una red típica de elementos finitos mallada. La descripción del mallado consiste en construir varias matrices principales que representan las coordenadas nodales y las conectividades entre elementos.
2. Seleccionar las funciones de interpolación o funciones de forma. Éstas se usan para obtener las variables de campo sobre el elemento. A menudo, se seleccionan los polinomios como funciones de interpolación. El grado del polinomio depende del número de nodos y de los grados de libertad asignados al elemento.

3. Encontrar las propiedades del elemento: la matriz para el elemento finito debería ser establecida relacionando los valores nodales de la función desconocida con otros parámetros.

4. Ensamblar las distintas ecuaciones de los elementos: para encontrar el sistema global de ecuaciones para toda la solución en la región, se deben ensamblar todas las ecuaciones del elemento. En otras palabras, las ecuaciones de elementos locales deben ser combinadas con todos los elementos que se han usado para la discretización. Se usan las conectividades de los elementos para realizar el proceso de ensamblaje.

5. Resolver el sistema global de ecuaciones. El sistema global de ecuaciones normalmente es escaso, simétrico y definido positivo. Se pueden utilizar para resolver métodos directos o iterativos. Como consecuencia de la solución se obtienen los valores nodales de la función buscada. Antes de resolver, se deben imponer las condiciones de contorno (teniendo en cuenta que no se han considerado en las ecuaciones del elemento).

6. Calcular resultados adicionales: En muchos casos, se necesitan parámetros adicionales. Por ejemplo, en problemas mecánicos, tienen un interés añadido además de los desplazamientos, las tensiones y las deformaciones, que serán obtenidas después de resolver el sistema global de ecuaciones.

### **5.3. REPRESENTACIÓN MATERIAL.**

El objetivo de los investigadores era y ha sido durante estos pasados años, la búsqueda de un elemento conveniente, que sea fácilmente aplicable a un sistema de cimentación especificado. En estudios previos se ha demostrado que el elemento cúbico de ocho nodos puede describir suficientemente el terreno, pilotes, encepados y el comportamiento de la interfaz.

Los elementos prismáticos de primer orden y prismas triangulares se han usado para simular el terreno y los pilotes y elementos shell de primer orden para simular el modelado de losas [Reul y Randolph, 2003].

Todos los modelos anteriores han demostrado tener buenos resultados medidos con resultados experimentales. Si quisiéramos optar por uno de los diferentes tipos de modelos de elementos finitos, uno de ellos es el hexaédrico cuadrático de veinte nodos. La figura (5.1) muestra el elemento hexaédrico cuadrático e isoparamétrico de veinte nodos con el que se va a desarrollar en el presente capítulo el sistema de ecuaciones que es necesario definir, para resolver nuestro problema de partida.

#### **5.3.1. SISTEMAS DE COORDENADAS.**

El sistema global de coordenadas adoptado es el sistema de coordenadas cartesianas. Este sistema ha sido usado para definir la matriz de rigidez global, aplicando el vector de fuerzas en el modelo geométrico; las coordenadas nodales y desplazamientos se refieren también a este sistema. Si se intentan construir funciones de forma  $N_i$  para los elementos cuadriláteros en el sistema de coordenadas global,

tendremos un resultado de complejas expresiones algebraicas [Smith y Griffiths, 1998]. Tradicionalmente, la aproximación se ha hecho en un sistema de coordenadas local  $(\xi, \eta, \zeta)$  como el mostrado en la figura (5.1). El origen del sistema de coordenadas local está en el centro del elemento mallado. Las caras del elemento están definidas en el sistema local de coordenadas por:  $\xi = \pm 1$ ,  $\eta = \pm 1$ ,  $\zeta = \pm 1$ .

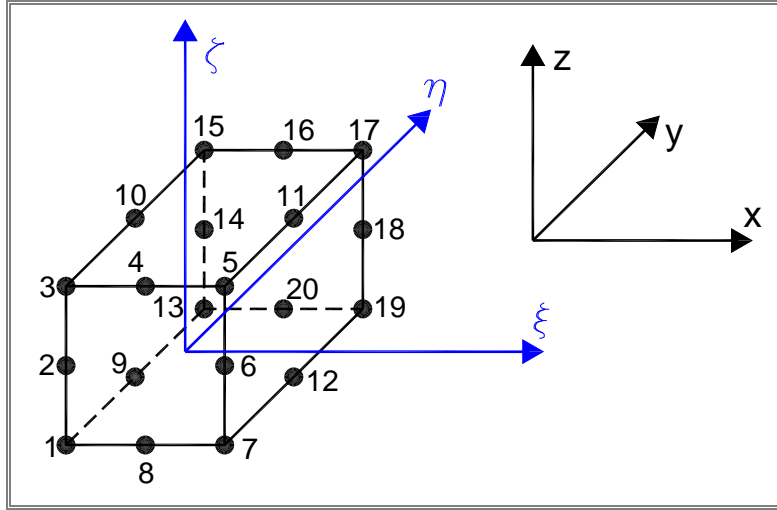


Figura 5.1 Elemento hexaédrico isoparamétrico y cuadrático de veinte nodos

El sistema local de coordenadas está relacionado con las coordenadas cartesianas globales según la regla de cadena habitual de diferenciación parcial:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad [5.1]$$

Donde  $N_i$  es la función de forma del elemento, y  $[J]$  es la matriz Jacobiana que puede ser escrita como:

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad [5.2]$$

La inversa de la matriz Jacobiana puede ser expresada como.

$$[J]^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x} & \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial \xi}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y} & \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ \frac{\partial \xi}{\partial z} & \frac{\partial \eta}{\partial z} & \frac{\partial \zeta}{\partial z} \end{bmatrix} \quad [5.3]$$

La transformación de integrales del sistema global de coordenadas al sistema local se realiza con el empleo del determinante de matriz Jacobiana:

$$dV = dx dy dz = |J| d\xi d\eta d\zeta \quad [5.4]$$

### 5.3.2. FUNCIONES DE FORMA.

Un elemento hexaédrico tridimensional, cuadrático e isoparamétrico de veinte nodos del tipo serendipito está representado en la figura (5.1). Isoparamétrico quiere decir que la geometría y los campos de desplazamiento están especificados en una forma paramétrica y serán interpolados por las mismas funciones. La interpolación para el elemento hexaédrico de veinte nodos, o las funciones de forma están descritas de manera general como [Zienkiewicz, 1971 y Nikishikov, 2004]:

Para esquinas:  $\xi = \pm 1, \eta = \pm 1, \zeta = \pm 1$ .

$$N_i = \frac{1}{8} (1 + \xi \xi_i) (1 + \eta \eta_i) (1 + \zeta \zeta_i) (\xi \xi_i + \eta \eta_i + \zeta \zeta_i - 2) \quad [5.5]$$

donde  $i = 1, 3, 5, 7, 13, 15, 17$  y  $19$ .

Para los nodos de la mitad de las caras:  $\xi = 0, \eta = \pm 1, \zeta = \pm 1$ .

$$N_i = \frac{1}{4} (1 + \xi^2) (1 + \eta \eta_i) (1 + \zeta \zeta_i) \quad [5.6]$$

donde  $i = 4, 8, 16, 20$ .

Para el punto medio de las aristas:  $\xi = \pm 1, \eta = 0, \zeta = \pm 1$ .

$$N_i = \frac{1}{4} (1 + \xi \xi_i) (1 + \eta^2) (1 + \zeta \zeta_i) \quad [5.7]$$

donde  $i = 9, 10, 11, 12$ .

Para los nodos de la mitad de las caras:  $\xi = \pm 1, \eta = \pm 1, \zeta = 0$ .

$$N_i = \frac{1}{4} (1 + \xi \xi_i) (1 + \eta \eta_i) (1 + \zeta^2) \quad [5.8]$$

donde  $i = 2, 6, 14, 18$ .

La matriz de las funciones de forma puede ser escrita como:

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \dots & N_{20} & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \dots & 0 & N_{20} & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & \dots & 0 & 0 & N_{20} \end{bmatrix} \quad [5.9]$$

Las funciones de forma se usan también para expresar la geometría del elemento. Las coordenadas globales de cualquier punto P ( $\xi, \eta, \zeta$ ) en términos de coordenadas locales pueden ser descritas por las relaciones siguientes [Robertson, 1977]:

$$\begin{aligned} x(\xi, \eta, \zeta) &= \sum_{i=1}^{20} N_i(\xi, \eta, \zeta) x_i \\ y(\xi, \eta, \zeta) &= \sum_{i=1}^{20} N_i(\xi, \eta, \zeta) y_i \\ z(\xi, \eta, \zeta) &= \sum_{i=1}^{20} N_i(\xi, \eta, \zeta) z_i \end{aligned} \quad [5.10]$$

### 5.3.3. MATRIZ DE DEFORMACIÓN.

Para un elemento finito tridimensional, las componentes cartesianas de tensiones están relacionadas con el campo de desplazamientos en la forma siguiente [Zienkiewicz, 1971]:

$$\{\xi\} = [B] \{u\} \quad [5.11]$$

donde [B] es la matriz de deformación-desplazamiento. Usando la ecuación [5.9] puede ser expresada como:

$$[B] = [A][N] \quad [5.12]$$

y [A] es, a su vez, el operador deformación-desplazamiento que puede expresarse de la forma siguiente:

$$[A] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad [5.13]$$

Sustituyendo la ecuación [5.13] en la ecuación [5.12], se obtiene la siguiente relación:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad [5.14]$$

Usando la ecuación [5.14], la derivada de las funciones de forma con respecto al sistema global de coordenadas, se obtiene:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{Bmatrix} \quad [5.15]$$

Por la diferenciación de los desplazamientos expresados por las funciones de forma y valores de los desplazamientos nodales, es posible encontrar las derivadas parciales de  $x$ ,  $y$  y  $z$  en lo que concierne a la  $\xi$ ,  $\eta$  y  $\zeta$ :

$$\frac{\partial x}{\partial \xi} = \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i, \quad \frac{\partial x}{\partial \eta} = \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i, \quad \frac{\partial x}{\partial \zeta} = \sum \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} x_i$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial y}{\partial \xi} &= \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i, \frac{\partial y}{\partial \eta} = \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i, \frac{\partial y}{\partial \zeta} = \sum \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} y_i \\ \frac{\partial z}{\partial \xi} &= \sum \frac{\partial N_i}{\partial \xi} z_i, \frac{\partial z}{\partial \eta} = \sum \frac{\partial N_i}{\partial \eta} z_i, \frac{\partial z}{\partial \zeta} = \sum \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} z_i\end{aligned}\quad [5.16]$$

La ecuación [5.16] se usa para construir el Jacobiano [5.2]

### 5.3.4. MATRIZ DE RIGIDEZ DEL ELEMENTO.

La ecuación de equilibrio estático para un cuerpo en general que ha sido obtenida en el capítulo anterior, en concreto la ecuación [4.27], puede ser escrita como la suma de la integración sobre el volumen y el área para todos los elementos finitos. Por lo tanto, podemos hacer uso de la ecuación [5.11] y la ecuación [4.27] y se tendrá:

$$\sum_n \int_V [B]^T [D][B] dV^e \{u\}^e - \sum_n \int_{V^e} [N]^T \{b\}^e dV^e - \sum_n \int_{S^e} [N]^T \{t\}^e dS^e = 0 \quad [5.17]$$

La ecuación (8.17) esta normalmente expresada de la siguiente forma:

$$\{F\}^e = [K]\{u\} \quad [5.18]$$

donde [K] es la matriz de rigidez ensamblada de los elementos ensamblados y viene dada por:

$$[K] = \sum_n \int_{V^e} [B]^T [D][B] dV^e \quad [5.19]$$

y la e indica el elemento y {F} es el elemento ensamblado del vector nodal de fuerzas que viene dado por:

$$\{F\}^e = \sum_n \int_{V^e} [N]^T \{b\}^e dV^e + \sum_n \int_{S^e} [N]^T \{t\}^e dS^e \quad [5.20]$$

Una vez que la matriz de rigidez de elemento ha sido calculada y transformada desde ejes locales a coordenadas globales, la matriz de rigidez global, [K], se forma por la adición sistemática del elemento de matrices de rigidez. Este proceso se conoce como el método directo de rigidez. La solución del sistema global de ecuaciones [5.18] proporciona los desplazamientos en los nodos del modelo de elemento finito. Las deformaciones dentro de elementos se determinan por el empleo de la matriz de diferenciación de desplazamientos [B], representada por la ecuación [5.11]. La ecuación [5.18] es la base sobre la que se desarrolla el algoritmo numérico del programa comercial Plaxis que se desarrolla en el capítulo ocho.





## **CAPÍTULO 6**

### **RELACIONES CONSTITUTIVAS.**

#### **6.1. INTRODUCCIÓN.**

Una relación constitutiva representa un modelo matemático que describe las ideas del comportamiento de un material. En otras palabras, una relación constitutiva simula el comportamiento físico que ha sido percibido mentalmente. Las leyes constitutivas o de tensión-deformación de los materiales juegan un papel significativo en la obtención de resultados fiables de cualquier procedimiento de resolución. Su importancia ha sido considerablemente mejorada con el desarrollo y el uso de técnicas modernas asistidas por ordenador como el método de los elementos finitos.

#### **6.2. PASOS PARA EL DESARROLLO DE RELACIONES CONSTITUTIVAS.**

El desarrollo de relaciones constitutivas disponibles para una puesta en práctica acertada de técnicas de resolución "numéricas", consiste en cinco pasos fundamentales [Desai y Siriwardane, 1984]:

1. Formulación matemática.
2. Identificación de los parámetros significativos.
3. Determinación de los parámetros de los ensayos de laboratorio, así como su verificación, que puede implicar los siguientes pasos adicionales:
4. Predicciones correctas de la mayoría de los datos observados. Los parámetros fueron determinados a través de datos de ensayos bajo diferentes estados de tensión.
5. Comparaciones satisfactorias entre las predicciones del esquema de soluciones que se obtiene por medio de la ley constitutiva, y las observaciones de los resultados para problemas de valores relevantes prácticos.

#### **6.3. REPRESENTACIÓN DEL SUELO.**

Todos los suelos están constituidos por partículas minerales, vacíos, y agua. Por lo tanto, la caracterización matemática del comportamiento del suelo debería estar basada en una consideración de comportamiento del grano individual mineral o la partícula en una masa de suelo. Además, se debería estudiar su interacción a nivel de un continuo "macroscópico" con una relación tensión-deformación-tiempo obtenida de las interacciones "microscópicas" de muchas partículas incluyendo el empleo de teorías probables y estadísticas para comprobar la naturaleza probable de las relaciones de contacto entre partículas. En el presente trabajo, la relación tensión-deformación de suelo que ha sido adoptada es un modelo elasto-plástico. El criterio de rotura que se ha tomado es el de Mohr-Coulomb con una regla de flujo no asociada.

### 6.3.1. MODELO ELÁSTICO.

El comportamiento de un material es elástico cuando, después de la descarga a algún estado de tensión inicial, no se conserva ninguna tensión residual, y el material conserva su forma original.

#### 6.3.1.1. Relaciones Constitutivas.

Se utiliza el principio de superposición para generalizar la ley de Hooke de una dimensión a tres dimensiones. Esto ha sido expuesto en el Capítulo 4 del presente estudio. Las ecuaciones [4.5] y [4.7] se pueden reescribir formuladas por Cauchy [Desai y Siriwardane, 1984]:

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad [6.1]$$

donde:

$\sigma_{ij}$  es el tensor de tensiones.

$D_{ijkl}$  es la matriz de coeficientes elásticos.

$\varepsilon_{kl}$  es el tensor de deformaciones.

La matriz [D] de relación carga-deformación en un material elástico puede venir dada en términos de  $\mu$  y E por:

$$[D] = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & 1-\mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & \mu & 1-\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} \end{bmatrix} \quad [6.2]$$

Alternativamente, en términos de K y G, será

$$[D] = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad [6.3]$$

donde:

$$K \text{ es el módulo bulk } K = \frac{E}{3(1-2\mu)}$$

$$G \text{ es el módulo cortante } G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

### 6.3.2. MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS.

El comportamiento elasto-plástico se identifica cuando un material se comporta sobre todo elásticamente hasta un cierto nivel de tensión, a partir de él comienza el campo o comportamiento plástico, que estará caracterizado por la existencia de deformaciones tanto elásticas como anelásticas (o plásticas) en todo el proceso de carga, como el mostrado en la figura (6.1).

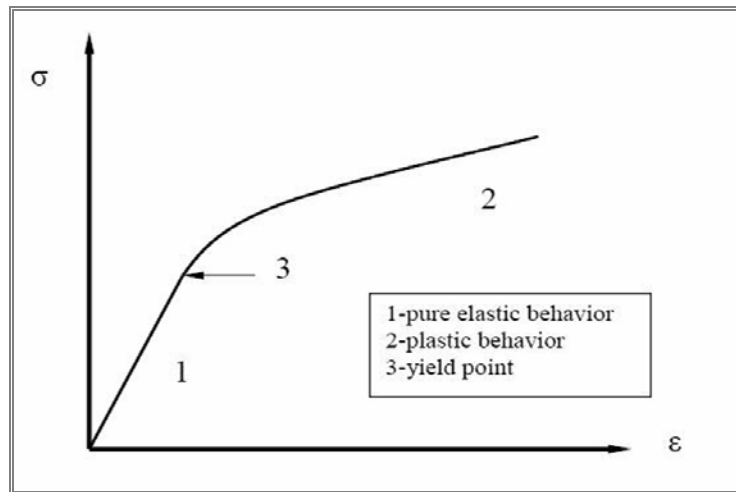


Figura 6.1 Comportamiento elasto-plástico.

#### 6.3.2.1. Criterio de Fluencia.

Concepto de fluencia: la fluencia es el nivel de carga a partir del cual las relaciones elásticas de tensión-deformación no pueden modelar el comportamiento real, y comienza la respuesta plástica. En otras palabras, la fluencia es el punto de final de comportamiento elástico. Cuando una tensión de fluencia de un ensayo unidimensional se generaliza a tres dimensiones se define como "criterio de fluencia". El punto de inicio de la fluencia marca el límite de tensión elástica para que comencemos con las deformaciones plásticas. Puede expresarse como:

$$F = F(\sigma_{ij}) \quad [6.4]$$

Donde  $F(\sigma_{ij})$  es la condición o función que define el límite en términos de un estado de tensión,  $\sigma_{ij}$ . Si asumimos que el material es homogéneo, la función será válida para todo el material. La ecuación [6.4] se puede expresar en términos de las tensiones principales y sus direcciones como:

$$F = F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, n_1, n_2, n_3) \quad [6.5]$$

Donde,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son las tensiones principales, y  $n_1$ ,  $n_2$  y  $n_3$  son sus cosenos directores. Para un material isotrópico, la ecuación [6.5] se puede expresar sólo en términos de tensiones principales como:

$$F = F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad [6.6]$$

Esto también se puede expresar más convenientemente en términos de los invariantes del tensor de tensiones como:

$$F = F(J_1, J_2, J_3) \quad [6.7]$$

donde  $J_1$ ,  $J_2$  y  $J_3$  son los invariantes del tensor de tensiones.

### 6.3.3. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB.

Según el criterio del Mohr-Coulomb, la tensión cortante aumenta con el incremento de la tensión normal sobre el plano de rotura [Desai y Siriwardane, 1984]:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad [6.8]$$

donde:

$\tau$  es la tensión cortante sobre el plano de rotura.

$c$  es la cohesión del material.

$\sigma$  es la tensión efectiva normal sobre la superficie de rotura.

$\phi$  el ángulo de rozamiento interno.

La figura (6.4) muestra el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Se puede usar el concepto del círculo de Mohr para expresar el criterio en términos de tensiones principales. Con la referencia de la figura (6.4), es posible escribir:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = AB + BF \quad [6.9]$$

esto es:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = OA \sin \phi + c \cos \phi \quad [6.10]$$

por tanto:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi + c \cos \phi \quad [6.11]$$

Donde,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son la mayor y menor de las tensiones principales, respectivamente. La ecuación [6.11] representa una pirámide hexagonal irregular en el

espacio de tensiones. Se define el eje hidrostático como aquel que cumple la condición  $E$  ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) y plano octaédrico  $\Pi$  como aquel que cumple la condición  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = cte.$  (se muestran en la figura 6.2). En la figura (6.4) se muestra la proyección de esta superficie sobre el plano  $\Pi$ . Como se ha visto en la Ecuación [6.10], el criterio de Mohr-Coulomb no hace caso de los efectos de tensión principales intermedias. Por lo tanto, no es oportuno expresar el criterio de Mohr-Coulomb en términos del estado general tridimensional de tensión definido por las seis componentes del vector de tensiones. De ahí, se hace difícil la descripción del criterio de Mohr-Coulomb en términos de formas convencionales de tensión invariantes. Se puede usar una forma alternativa a las invariantes, consistente en definir la rotura como un criterio límite de Mohr-Coulomb. La alternativa de invariantes incluye una cantidad  $\theta$  definida como:

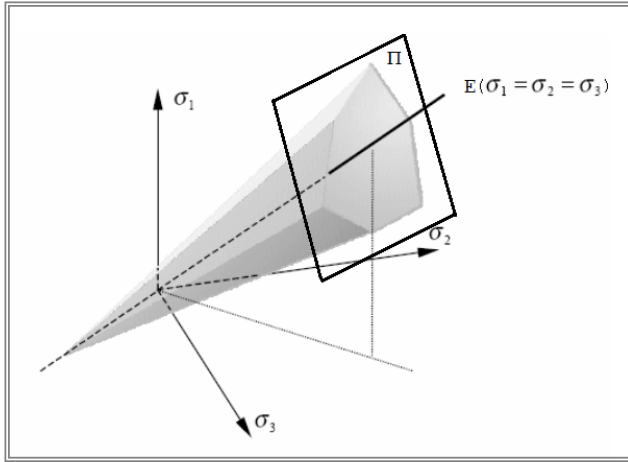


Figura 6.2 Eje hidrostático y plano octaédrico.

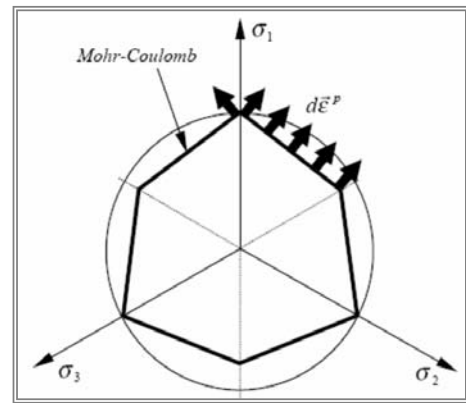


Figura 6.3. Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano octaédrico.

$$\theta = \frac{1}{3} \text{sen}^{-1} \left( -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3/2}} \right) \quad [6.11]$$

Con un valor de  $\theta$ :  $-\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$

donde,  $J_{2D}$  y  $J_{3D}$  son invariantes del tensor desviatorio de tensiones.

El juego alternativo de invariantes  $J_1$ ,  $J_{2D}$  y  $\theta$  podría ser utilizado convenientemente según el criterio de Mohr-Coulomb usando en un espacio de tensión tridimensional la expresión [Desai y Siriwardane, 1984]:

$$F = J_1 \text{sen} \phi + \sqrt{J_{2D}} \cos \theta - \frac{\sqrt{J_{2D}}}{3} \text{sen} \phi \text{sen} \theta - c \cos \phi = 0 \quad [6.12]$$

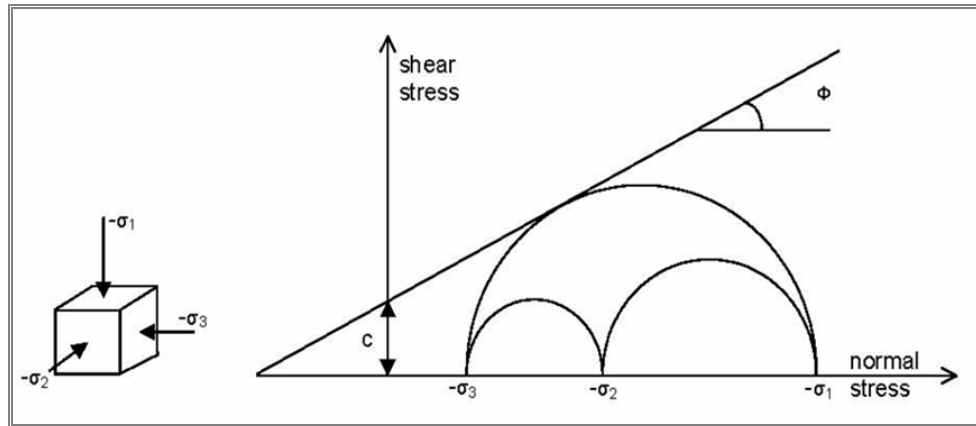


Figura 6.4. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

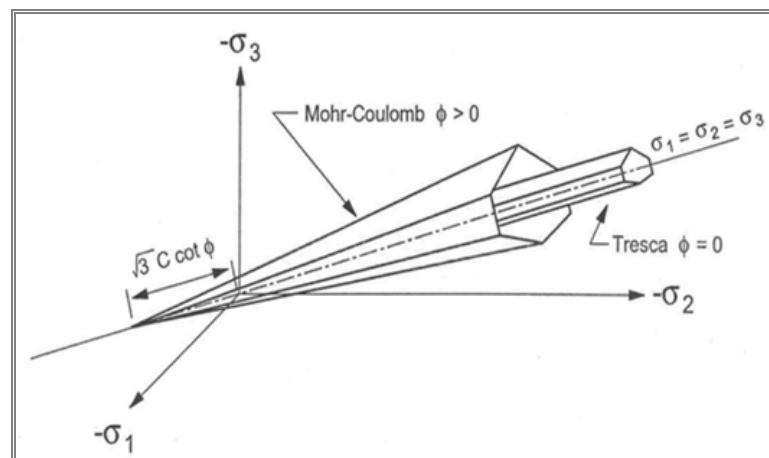


Figura 6.5. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb (R. Katzenbach, 2009).

#### 6.3.4. REGLA DE FLUJO.

La definición de comportamiento de flujo plástico de materiales es importante en el desarrollo plástico de las relaciones de tensión-deformación.

#### 6.3.5. COMPORTAMIENTO DEL FLUJO PLÁSTICO.

El flujo plástico o la deformación plástica ocurre cuando el estado de tensión en el material alcanza el criterio del límite F. En la teoría de plasticidad, la dirección de los vectores de deformación plástica se define a través de una regla de flujo asumiendo la existencia de una función potencial plástica, donde el incremento de los vectores de deformación es ortogonal a la superficie de la función potencial. Entonces los incrementos de las deformaciones plásticas pueden ser expresados como [Chen y Baladi, 1985]:

$$d\epsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad [6.13]$$

Las ecuaciones [4.17] y [6.13] se conocen como “regla de flujo de Prandtl-Reuss”,

donde,  $Q$  es la función potencial plástica, y

$\lambda$  es un escalar positivo que es el vector de proporcionalidad.

El material puede fluir en una forma "asociada" que sería el vector de incremento de deformación plástica, que puede ser normal a la superficie de rotura. Normalmente está asegurada la coincidencia de la función potencial plástica a través de la superficie de fluencia. O bien, puede no existir y que el flujo sea "no asociado". El flujo asociado conduce a varias simplificaciones matemáticamente atractivas y, cuando utilizamos los criterios de rotura de Von Mises o de Tresca, se predice correctamente el cambio plástico de volumen cero para el flujo de arcillas no drenadas. Para materiales friccionales cuyo estado último se describe según el criterio de Mohr-Coulomb, el flujo asociado puede llevar a una descripción que es físicamente poco realista de la expansión volumétrica o dilatación. En tales casos, se debe usar las reglas de flujo no asociadas. La función potencial plástica  $Q$  es similar geométricamente a la función de rotura  $F$ , pero con un ángulo de fricción  $\phi$  sustituido por un ángulo de dilatación  $\psi$ .

#### **6.4. REPRESENTACIÓN MATERIAL DE MUROS, LOSAS Y PILOTES.**

Generalmente, se usa el hormigón armado para construir los elementos de cimentación. En el presente estudio, éstos han sido representados por un modelo elástico y lineal, que ha sido presentado en el epígrafe (6.3.1). Para el terreno y su interfaz con el hormigón, el criterio que se ha adoptado para la rotura ha sido el de Mohr-Coulomb, con ello se puede representar su comportamiento constitutivo.





## **CAPÍTULO 7.**

### **MODELIZACIÓN DE LA INTERFAZ.**

#### **7.1. INTRODUCCIÓN.**

La respuesta de un sistema terreno-estructura sometido a cargas estáticas o dinámicas puede estar considerablemente influida por las características de los contactos entre la estructura y el terreno. A menudo, en las interacciones terreno-terreno y terreno-estructura, el análisis que se realiza para un diseño se hace asumiendo que la vinculación con el plano de contacto es total. Aunque esta suposición simplifique el procedimiento de análisis, esto sólo es una aproximación de respuesta real, al no incluir movimientos relativos entre los contactos. Así, en una simulación más real de este tipo de problemas, es más apropiado incorporar tales movimientos usando elementos finitos especiales, como los elementos de interfaz.

Un elemento de interfaz es un contacto plano que ocurre entre dos cuerpos con diferentes o similares propiedades. Las diferentes formas de deformación de un elemento de interfaz son, pegados sin ningún tipo de deslizamiento, deslizamiento entre ambos, despegue y nueva vinculación tras apertura.

#### **7.2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.**

Uno de los elementos que comúnmente se usan de interfaz en la interacción de terreno-estructura está basado en el elemento conjunto propuesto por Goodman, Taylor y Brokke [1968]. La formulación del elemento se basa en los desplazamientos nodales relativos de los elementos sólidos que rodean al elemento de interfaz. Para su uso en problemas de interacción de terreno-estructura, se asume que el grosor del elemento tiene un espesor insignificante. Zienkiewicz et al [1970] usó un elemento finito isoparamétrico que se trató prácticamente como un elemento sólido.

Ghabousi, Wilson e Isenberg [1973] propusieron una formulación, que se obtenía considerando el movimiento relativo entre los elementos sólidos concéntricos como grados de libertad independientes. Katona [1981] obtuvo un modelo de interfaz por el principio de trabajos virtuales modificado por condiciones apropiadas de coacción; a esta formulación se han incorporados varios modos de deformación en el interfaz. Herrmann [1978] presentó un algoritmo para el elemento de interfaz que es similar al elemento de Goodman et al [1968] con ciertas mejoras por la introducción de condiciones de coacción. Se han considerado varios métodos de comportamiento de interfaz como el deslizamiento y debonding (al producirse la desunión entre cuerpos ocurre un desplazamiento relativo entre ambos por las diferentes propiedades elásticas). Se han incorporado por diversos investigadores los elementos anteriores en problemas de interacción terreno-estructura. En la mayor parte de ellos, el comportamiento a cortante se ha simulado como elástico no lineal o plástico y la rigidez a cortante se ha evaluado como un módulo tangente del comportamiento de los ensayos tensión-deformación de laboratorio en ensayos de corte directo. Basado en la hipótesis de que no se superpongan las interfaces de los medios estructurales y geológicos, se ha asignado un alto valor (del orden de  $10^8$ - $10^{12}$ ) de unidades para la rigidez normal, kN. No hay ninguna base lógica para la adopción de tales valores que tienen que ser

determinados para estudios paramétricos de los problemas resueltos, de forma manual. Además, en la mayor parte de casos, la formulación puede proporcionar una solución satisfactoria para el contacto normal (ningún deslizamiento) y contactos con deslizamiento, (figura 7.1), para la cual la tensión normal es de compresión. Para otras formas, como situaciones con despegue, los resultados son a menudo poco fiables.

Desai et al [1984] ha propuesto un elemento de capa fina. Se conoce como el elemento de capa fina para interfaces y uniones. El elemento esencialmente representa un elemento finito sólido de pequeño grosor que puede representar una capa delgada de material entre dos cuerpos. Pande y Sharma [1979] compararon el grosor del elemento delgado tendiendo a cero y estudiaron el aspecto de mal condicionamiento en referencia al grosor del elemento. Isenberg y Vaughan [1981] usaron elementos delgados en análisis dinámicos.

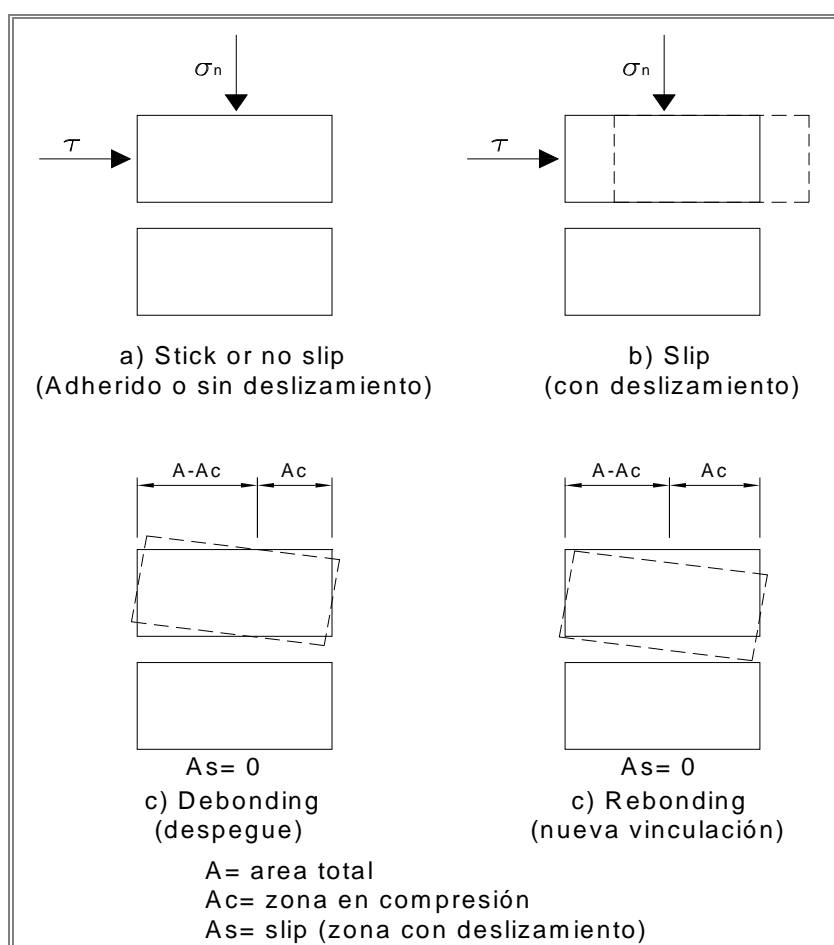


Figura 7.1. Forma esquemática de deformación en la interfaz (Al-Baghdadi 2000).

### 7.3. ELEMENTOS FINITOS PARA INTERFAZ.

El elemento finito ha sido usado en este trabajo para representar el interfaz que se modeliza entre los pilotes y el terreno.

En la Figura (7.2) se muestra un diagrama esquemático de un elemento finito para modelizaciones tridimensionales. El elemento está tratado esencialmente como cualquier

otro elemento sólido (suelo, roca o estructura). Sin embargo, su matriz constitutiva  $[C]$  está expresada como:

$$\{d\sigma\} = [C]_i \{d\varepsilon\} \quad [7.1]$$

donde:

$\{d\sigma\}$  es el vector incremento de tensión.

$\{d\varepsilon\}$  es el vector incremento de deformaciones.

La matriz constitutiva  $[C]_i$  viene dada por:

$$[C]_i = \begin{bmatrix} [C_{nn}]_i & [C_{ns}]_i \\ [C_{sn}]_i & [C_{ss}]_i \end{bmatrix} \quad [7.2]$$

donde:

$[C_{nn}]_i$  es la matriz de componentes normales.

$[C_{ss}]_i$  es la matriz de componentes cortantes.

$[C_{sn}]_i$ ,  $[C_{ns}]_i$  son las matrices de acoplamiento.

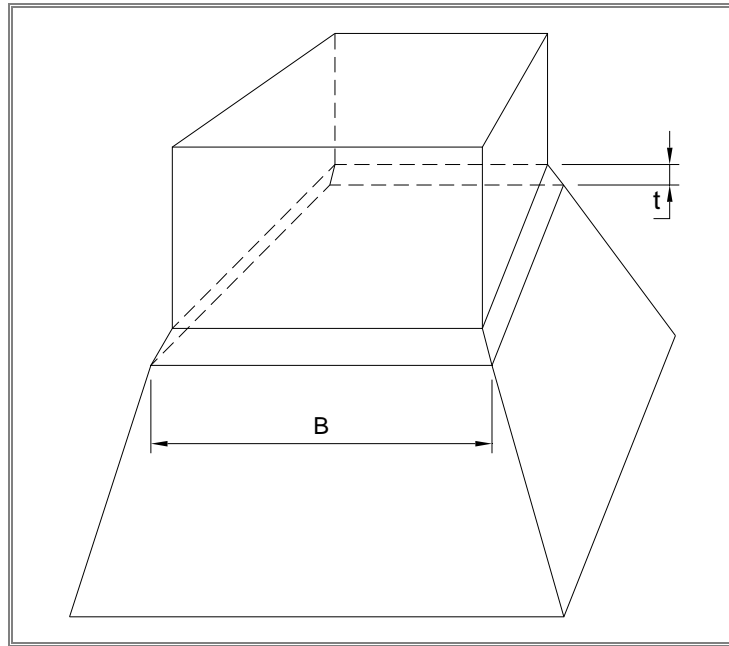


Figura 7.2. Elemento interfaz tridimensional de capa delgada (Al-Baghdadi, 2000).

Una hipótesis básica que se hace es que el comportamiento cerca del interfaz implica que tiene que existir una zona finita delgada (figura 7.2), más que con un grosor tendiendo a cero como se había supuesto en formulaciones anteriores. Como ya se ha indicado anteriormente, no se debe asignar un arbitrario y alto valor para la rigidez normal. Ya que el interfaz está rodeado por materiales estructurales y/o geológicos, durante el proceso de deformación sus propiedades normales deben ser dependientes de las características de la zona de interfaz delgada, así como del estado de tensión y de las propiedades de los elementos circundantes. Basándose en estas consideraciones, se propuso expresar la rigidez normal como [Desai, 1981]:

$$[\bar{C}_n]_i = \lambda_1 [C_n]_i + \lambda_2 [C_n^g]_i + \lambda_3 [C_n^{st}]_i \quad [7.3]$$

donde:

$[\bar{C}_n]_i$  Establece el comportamiento normal del elemento delgado interfaz.

$\lambda_1, \lambda_2$  y  $\lambda_3$  representan los factores de participación que varían entre cero y uno.

Los superíndices denotan las propiedades geológicas y/o estructurales del interfaz, respectivamente.

La ecuación [7.3] está expresada como la adición de varios componentes. Sin embargo, es posible definirla usando una expresión polinomial diferente. Una de las simplificaciones podría ser suponer que  $\lambda_2 = \lambda_3 = 0$  y  $\lambda_1 = 1$  [Desai et al, 1984], lo que implica que su componente normal depende del comportamiento normal del elemento de capa fina evaluado como un elemento de suelo confinado. Es posible llegar a valores apropiados para  $\lambda_1$  basándonos en un juicio y comparando el error de las soluciones numéricas con la observación de laboratorio. A menudo se han encontrado resultados satisfactorios asignando a la componente normal del interfaz las mismas propiedades que las del material geológico [Lightner y Desai, 1979].

Para el presente trabajo se ha adoptado,  $\lambda_1 = 1$  y  $\lambda_2 = \lambda_3 = 0$ .

Mientras que una forma de deformación significativa es la normal sin deslizamiento, que proporciona resultados satisfactorios. La contribución de los factores de participación se hace relevante cuando se produce el despegue inicial entre las superficies.

La componente cortante  $[C_s]_i$  se obtiene de un ensayo de corte directo en el cual la muestra de la zona de interfaz está entre la estructura y los materiales de suelo. La utilización de un dispositivo especial de cortante llamado multigrado cíclico de libertad [Desai, 1980; Desai y Rigby, 1997 y Samtani et al, 1991], mide el desplazamiento relativo normal con el que finalmente se puede definir la rigidez normal.

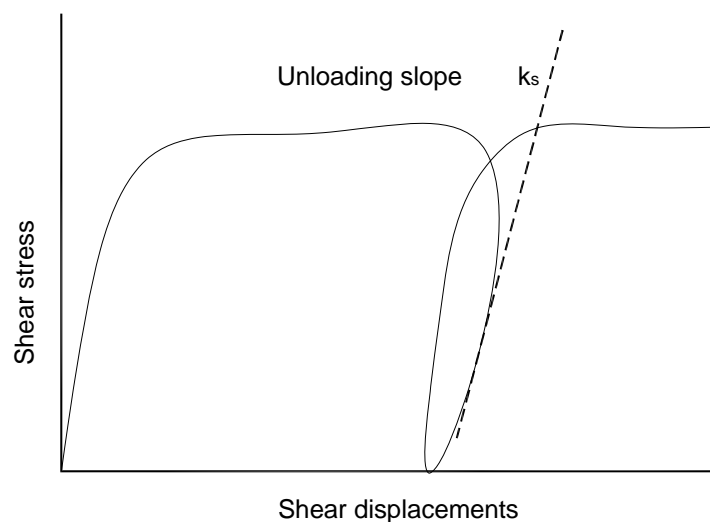


Figura 7.3. Estimación de la rigidez a cortante (Al-Baghdadi, 2000).

Para calcular las rigideces cortantes y normales se han utilizado las curvas de carga y descarga y de recarga de tensión cortante frente al desplazamiento relativo cortante y la tensión normal frente al desplazamiento relativo normal respectivamente, como podemos observar en las gráficas de la figura (7.3) y de la figura (7.4).

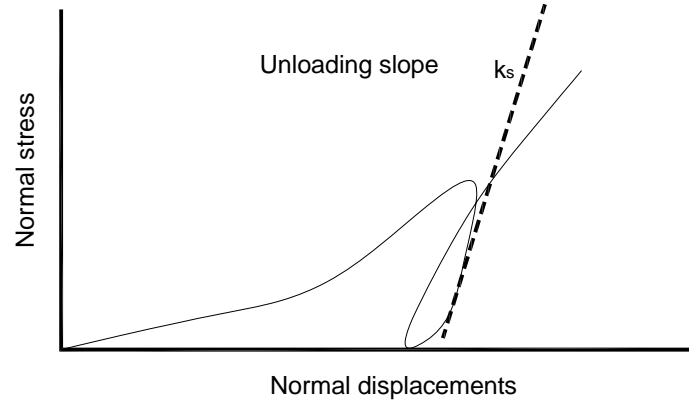


Figura 7.4. Estimación de la rigidez normal (Al-Baghdadi, 2000).

### 7.3.1. MODELO CONSTITUTIVO.

El elemento de capa delgado puede ser formulado asumiendo que puede ser elástico lineal, elástico no lineal, o elasto-plástico. El desarrollo de sus características de rigideces sigue esencialmente el mismo procedimiento que el de los elementos sólidos, que es la matriz de rigidez  $[K]_i$  escrita como.

$$[K]_i = \int_V [B]^T [D]_i [B] dV \quad (10.4)$$

donde:

- $[B]$  es la matriz de deformación.
- $V$  es el volumen.
- $[D]_i$  es la matriz constitutiva.

$$[K]_i \{q\} = \{Q\} \quad (10.5)$$

donde:

- $\{q\}$  es el vector de desplazamientos nodales.
- $\{Q\}$  es el vector de fuerzas nodales.

Para un comportamiento lineal y elástico  $[C^e]_i$  puede ser expresada como:

$$[C^e] = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_1 & C_2 & 0 & 0 & 0 \\ C_2 & C_2 & C_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{i1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_{i2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_{i3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [C_n]_i & 0 \\ 0 & [C_s]_i \end{bmatrix} \quad (10.6)$$

donde:

$$C_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$C_2 = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

E es el módulo elasticidad longitudinal

$\nu$  es el coeficiente de Poisson

$G_{ii}$  (  $i = 1, 2, 3$  ) es el módulo de elasticidad cortante.

Si se parte de la hipótesis de que el comportamiento a cortante es isótropo, entonces se tendrá  $G_{11} = G_{12} = G_{13}$ , de aquí se deduce que la respuesta a cortante presenta falta de acoplamiento con la respuesta normal representada por  $[C_n]$ .

La matriz elástica constitutiva se ha usado para describir el comportamiento elasto-plástico (la no linealidad) del elemento de interfaz de capa fina, usando la aproximación por iteración de la constante de rigidez, en la cual, la no linealidad está representada iterativamente modificando la parte derecha del vector de cargas. La matriz de rigidez global (normalmente elástica) del análisis está construida según las consideraciones del Capítulo 5 [Zienkiewicz y Corneau, 1974].

### **7.3.2. MODOS DE ELEMENTOS INTERFAZ (Vertical, deslizamiento, despegue y despegue y nueva unión).**

Dependiendo del modelo de material usado, los criterios como el de Mohr-Coulomb se usan para definir la iniciación del deslizamiento en el interfaz. Antes del deslizamiento, se asume que el interfaz está en contacto normal a las superficies o sin deslizamiento (figura 7.1.a). Los modos de contacto normal sin deslizamiento y los modos de deslizamiento pueden ocurrir aunque la tensión normal sea de compresión. Durante el proceso de despegue, la tensión normal calculada puede ser de tracción, pero físicamente esto es cero en el interfaz. En la carga subsecuente o la descarga, un interfaz que ha experimentado la apertura o despegue puede cerrarse. Esto se identifica cuando la tensión normal en el interfaz se hace de compresión.

En problemas de terreno-estructura no se permite la penetración de nodos durante el cierre del interfaz. En un análisis no lineal incremental, el acceso de tensiones de tracción se redistribuye en la zona circundante durante las iteraciones en cada incremento de carga.

### **7.3.3. OPCIÓN DE GROSOR DE ELEMENTO.**

La calidad de la simulación del comportamiento de interfaz dependerá de un número de factores como son las propiedades físicas y geométricas medias del terreno circundante, del comportamiento no lineal del material y del grosor del elemento de capa fina. Si el grosor es demasiado grande en comparación con la dimensión B del elemento circundante (Figura 7.2), el elemento de capa fina se comportará esencialmente como un elemento sólido. Si por el contrario fuera demasiado pequeño, pueden surgir dificultades durante el cálculo computacional [Desai et al, 1984].

La opción de grosor, por lo tanto, puede ser una variable importante y se puede resolver realizando estudios paramétricos, en los cuales se comparan con observaciones las predicciones de varios grosores. La opción de grosor puede hacerse en particular importante para el análisis dinámico donde tienen que ser consideradas la masa y las propiedades que se debilitan.

Se puede obtener una simulación satisfactoria del comportamiento de interfaz en la gama de 0.01 a 0.1 de la anchura del elemento, [Desai et al, 1984].

#### **7.3.4. FORMULACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS.**

La formulación del elemento finito del elemento de interfaz tiene el mismo procedimiento que ha sido declarado antes en el Capítulo 5 del presente trabajo.





## **CAPÍTULO 8**

### **DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS NUMÉRICOS. SAP Y PLAXIS.**

#### **8.1. INTRODUCCIÓN.**

La resolución del problema se realizará mediante métodos numéricos. El paso a seguir es resolver la deformación del sistema mediante el método numérico de Praxis, ajustando en algunos casos posteriormente las deformaciones obtenidas mediante SAP2000 podemos conseguir los esfuerzos de la estructura para las solicitaciones a que va a estar sometida.

#### **8.2. SAP2000.**

El programa SAP2000, es un programa de elementos finitos de uso general, desarrollado por Computer & Structures, Inc. en Berkeley (USA), a partir de 1970 con el programa SOLIDSAP hasta la actualidad con el SAP2000, el programa esta compuesto por tres módulos, preproceso, cálculo y postproceso, por otra parte se permite emplear diferentes tipos de elementos para modelizar los problemas (joint, frames y/o solid), que hay que utilizar para crear y desarrollar el problema completo, modelizando geometría, condiciones de contorno y cargas.

Como ventajas habría que decir que es un programa fácil y cómodo de usar, así como de postprocesar posteriormente para ver sus resultados.

Como inconveniente habría que decir que no permite crear macros para poder parametrizar un modelo, sólo permite el cálculo no lineal dinámico y sólo existen tres tipos de elementos.

##### **8.2.1. ELEMENTOS FINITOS DE SAP2000.**

###### **8.2.1.1. Elemento frame de SAP2000.**

El elemento de tipo frame se usa para modelar elementos lineales (pilares, vigas, cerchas, pilotes, etc...) y estudiar su comportamiento tanto en el plano como en estado tridimensional.

###### **Apreciación global.**

El elemento frame se usa en general en 3D, incluyendo los efectos de torsión, deformación axial y biaxial Veá Bathe y Wilson [1976].

Un elemento tipo frame se diseña como una línea recta que conecta dos nodos. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenada local para definir propiedades de sección, cargas y para interpretar esfuerzos.

Los desplazamientos de los extremos están afectados por el tamaño del elemento finito de los extremos que se conectan. Las libertades de la intersección están afectadas por las diferentes condiciones que se le den en los elementos que conforman la intersección.

Las fuerzas internas se producen en los extremos de cada elemento y se pueden definir un número de ecuaciones igualmente separadas a lo largo del elemento para ver sus esfuerzos.

### **Conectividad de nodos.**

Un elemento de tipo frame se representa por una línea que conecta dos nodos  $i$  y  $j$ . Los dos nodos no comparten la misma localización en el espacio. Los dos extremos son denotados  $i$  y  $j$ , respectivamente.

### **Grados de libertad.**

El elemento de tipo frame activa normalmente los seis grados de libertad en ambos nudos que lo conectan, salvo expresamente se desactive alguno de ellos mediante las distintas opciones que ofrece el programa.

Sin embargo, no se activarán los tres grados rotatorios de libertad en un nudo si el elemento no proporciona la rigidez correspondiente en ese nudo.

Esto puede ocurrir bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

- Las propiedades geométricas de la sección en el extremo  $j$ ,  $I_{33}$  y  $I_{22}$ , están configuradas con valores nulos.
- Que en los extremos del elemento se suelten las rotaciones a flexión  $R_2$  y  $R_3$  y la rotación torsional  $R_1$  en ambos extremos.

Cuando estas condiciones se dan en ambos extremos, el elemento se comporta como un elemento de celosía.

### **Sistema de coordenadas locales.**

Cada elemento frame posee su propio sistema de coordenadas local que define las propiedades de la sección, carga y esfuerzos. Se denotan los ejes de este sistema local con 1, 2 y 3. El primer eje se dirige a lo largo de la longitud del elemento, siendo los dos restantes los del plano perpendicular al elemento con la orientación que se especifique.

La relación entre los dos sistemas de coordenadas global y local, que son dextrógiros vendrá dada por la definición que se haga del sistema local, si se toma el adecuado se simplifica bastante la entrada de datos y su interpretación.

En la mayoría de las estructuras la definición del sistema de coordenadas local del elemento es sumamente simple usando la orientación predefinida en la estructura real.

### **Propiedades de la sección.**

Una sección frame es un material con propiedades geométricas que describen la sección transversal de uno o más elementos de tipo frame. Se definen las secciones independientemente y se asignan a los elementos correspondientes.

Se definen las propiedades de la sección de un elemento en el sistema de coordenadas local de la siguiente manera:

- La dirección 1 está a lo largo del eje del elemento. Es normal a la sección y pasa por la intersección de los dos ejes neutros de la misma.
- Las direcciones 2 y 3 son paralelas a los ejes neutros de la sección. Normalmente la dirección 2 está a lo largo de la dimensión mayor (profundidad) y la dirección 3 a lo largo de su dimensión menor.

Las propiedades de los materiales que se usan para la sección son:

- El módulo de elasticidad  $E_1$ , para la rigidez axial y la rigidez a flexión. El módulo a cortante  $G_{12}$ , para la rigidez a torsión y a cortante transversal y el módulo de Poisson  $\mu_{12}$ .
- La densidad de masa (por la unidad de volumen),  $m$ , para computar la masa del elemento.
- La densidad de peso (por la unidad de volumen),  $w$ , para calcular la carga de peso propio.
- El indicador de diseño tipo, *ides*, que indica si la sección debe diseñarse como acero, hormigón o ninguno.

Se usan seis propiedades geométricas básicas, junto con las propiedades materiales al generar la rigidez de la sección. Estas son:

- El área de la sección transversal.
- El momento de inercia  $I_{33}$ , sobre el eje 3 por la flexión en el plano 1-2, y el momento de inercia  $I_{22}$ , sobre el eje 2 por la flexión en el plano 1-3. La correspondiente flexión de rigidez de la sección son dados a través de su momento de inercia correspondiente y el módulo de elasticidad.
- La constante torsional  $j$ .
- Las áreas de cortante  $as_2$  y  $as_3$ , para el cortante transversal en los planos 1-2 y 1-3 respectivamente.

Para cada sección, se pueden especificar directamente las seis propiedades geométricas. Esto se determina por el tipo de la forma, *sh*, especificada por el usuario:

Cuando se conectan dos tipos de elementos frame, se produce un nudo, en el que se producen solapes de las secciones transversales, en muchas estructuras las dimensiones de los dos miembros son grandes y la longitud de los solapes puede ser un fragmento significativo de la longitud total, estos tramos de nudos se llaman trechos rígidos. Se puede especificar dos extremos de trecho rígido para cada elemento usando los parámetros *ioff* y *joff* correspondiente a los nudos *i* y *j* respectivamente. La magnitud *ioff* es la longitud de solape para un elemento dado con otros elementos que se unen al nudo *i*; es la distancia del nudo a la cara de la conexión para el elemento dado. Una definición similar se aplica para *joff* del extremo en el nudo *j*.

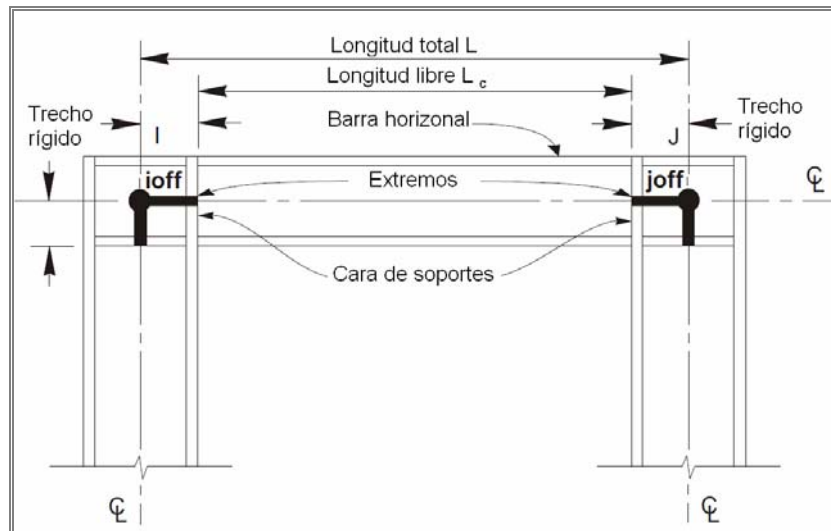


Figura 8.1 Esquema de trecho rígido en SAP2000 (Edward L. Wilson, 2009)

Se define la longitud libre, denotada por  $L_e$ , como la longitud entre los extremos del trecho rígido.

Todas las fuerzas internas y momentos que se obtienen, van referidos a las caras de los apoyos y a otros puntos igualmente espaciados dentro de la longitud libre del elemento.

### Movimientos libres.

Siempre se asumen movimientos libres para las caras de soporte. Normalmente en cada extremo del elemento las tres traslaciones y tres giros son continuos con los nudos y elementos conectados a ese nudo. Sin embargo, es posible soltar (liberar o relajar) uno o más de los grados de libertad del elemento cuando es conocido que la fuerza o el momento del elemento correspondiente es nulo. Los movimientos liberados se especifican siempre en el sistema de coordenadas locales del elemento, y no afectan a cualquier otro elemento conectado a ese nodo.

Se puede especificar cualquier combinación de movimientos libres en un extremo de un elemento frame, siempre que esté garantizada la estabilidad, de forma que se asegure que toda la carga aplicada al elemento se transfiera al resto de la estructura. Los siguientes grupos de libertades son inestables, por si solos o en combinación, y no se permiten:

- Liberar  $U_1$  en ambos extremos.
- Liberar  $U_2$  en ambos extremos.
- Liberar  $U_3$  en ambos extremos.
- Liberar  $R_1$  en ambos extremos.
- Liberar  $R_2$  a los extremos y  $u_3$  a cualquiera de ellos.
- Liberar  $R_3$  a los extremos y  $u_2$  a cualquiera de ellos.

## **Masa.**

En un análisis dinámico, la masa de la estructura se usa para calcular las fuerzas de inercia. La masa contribuida por los elementos frame se concentran en los nudos  $i$  y  $j$ , los efectos de inercia no se consideran dentro del propio elemento.

La masa total del elemento es igual a la integral a lo largo de la longitud de la densidad de la masa por el área de la sección transversal. La masa total se prorratea a dos nodos de la misma manera que las reacciones que una carga transversal distribuida originaría en los extremos de un simple apoyo de la viga. Se ignoran los efectos de los movimientos liberados en un extremo al prorratar la masa. La masa total se aplica a cada uno de los grados de libertad de traslación del elemento:  $U_1$ ,  $U_2$  y  $U_3$ . No se computa ningún momento de inercia de masas para los grados rotacionales.

## **Carga de peso propio.**

Puede aplicarse la carga de peso propio en cualquier estado de carga de todos los elementos del modelo. Para un elemento de tipo frame, el peso propio es una fuerza que se distribuye de forma uniforme a lo largo del elemento en cuestión. La magnitud del peso propio es igual a la densidad del peso  $w$ , multiplicado por el área de la sección transversal.

El peso propio siempre actúa hacia abajo, en la dirección de  $-Z$  global. El peso propio puede ser mayorado o minorado por un factor que se aplica a la estructura entera.

## **Cargas puntuales.**

Se usa para aplicar las fuerzas concentradas y momentos a localizaciones arbitrarias en elementos de tipo frame. La dirección de la carga puede especificarse en el sistema de coordenadas global o local.

La localización de la carga se puede especificar como:

- Especificando una longitud relativa desde un nodo determinado.
- Especificando una longitud absoluta en la longitud del elemento.

## **Cargas distribuidas.**

Las cargas distribuidas se usan para aplicar fuerzas y momentos en los elementos. La intensidad de carga puede ser uniforme y/o trapezoidal. La dirección se puede especificar en el sistema de coordenadas local o en el sistema de coordenadas global.

Las cargas pueden aplicarse de forma total o parcial a lo largo del elemento. Se pueden aplicar múltiples cargas sobre un solo elemento, en caso de ser necesario las cargas distribuidas se pueden sumar con otras.

Una carga distribuida se puede especificar de una de las maneras siguientes:

- Especificando dos distancias relativas medidas desde el nudo  $i$ .
- Especificando dos distancias absolutas medidas desde el nudo  $i$ .

- Sin especificar ninguna longitud puesto que se carga el elemento en toda su totalidad.

### **Salida de esfuerzos.**

Las fuerzas internas de un elemento tipo frame son las fuerzas y momentos que resultan de integrar las tensiones sobre un elemento de sección transversal. Estas fuerzas internas son:

- N Fuerza axial.
- V2 Fuerza cortante en el plano 1-2.
- V3 Fuerza cortante en el plano 1-3.
- T Torsión axial.
- M2 Momento de flexión en el plano 1-3 (alrededor del eje 2).
- M3 Momento de flexión en el plano 1-2 (alrededor del eje 3).

Estas fuerzas internas y momentos están presentes en cada sección transversal a lo largo de la longitud del elemento.

La convención de signos se ilustra en la figura siguiente, las fuerzas internas positivas y las torsiones axiales actuantes se orientan positivamente en la cara de dirección positiva 1 del elemento en los ejes de coordenadas locales. Las fuerzas internas positivas y las torsiones axiales que actúan en la cara negativa se orientan en la dirección negativa del elemento de la coordenada local. Una cara positiva 1 es aquella cuya normal exterior está en la dirección positiva de la dirección local 1.

Los momentos de flexión positivos causan compresión positiva en las caras 2 y 3 y tensión negativa en las mismas. Las caras positivas 2 y 3 son esas caras de las direcciones locales positivas 2 y 3, respectivamente, del eje neutro.

Las fuerzas y momentos internos se calculan en los puntos de esfuerzos especificados a lo largo del elemento. Para el elemento frame se calculan las fuerzas internas producidas por todos los casos del análisis, cargas, modos y espectros.

Las fuerzas y momentos internos se calculan en los puntos de esfuerzos especificados a lo largo del elemento. Para el elemento frame se calculan las fuerzas internas producidas por todos los casos del análisis, cargas, modos y espectros.

Cuando se tiene un tramo rígido, las fuerzas y momentos se obtendrán en las caras de los apoyos y en puntos dentro de la longitud libre del elemento.

No se considera ningún esfuerzo dentro de la longitud del tramo rígido incluyendo el nudo. Los esfuerzos sólo se producirán en los nudos i o j cuando el correspondiente al tramo rígido sea nulo.

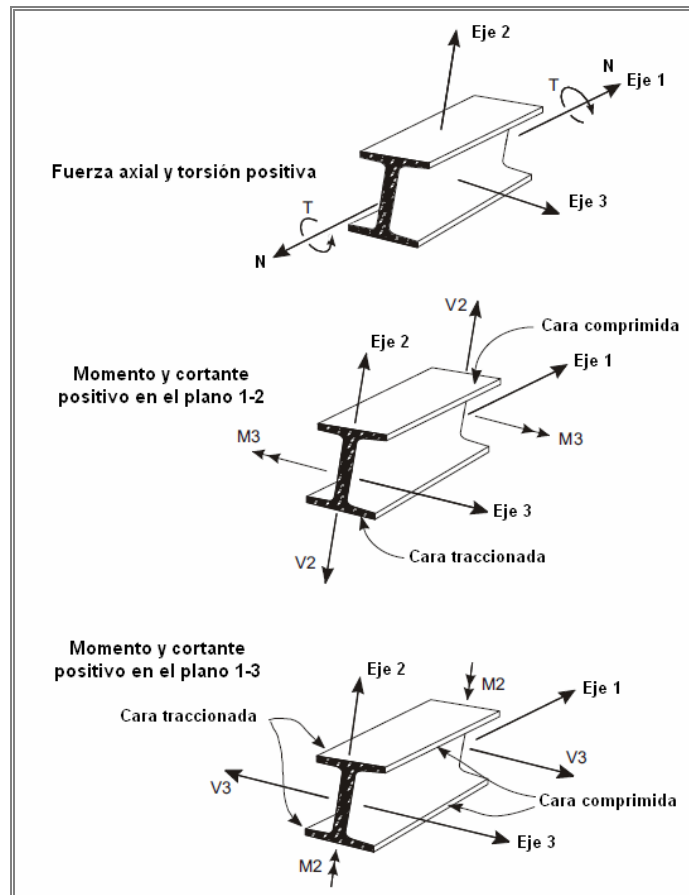


Figura 8.2 Fuerzas internas y Momentos para el elemento Frame en SAP2000 (Edward L. Wilson, 2009)

#### 8.2.1.1.1. Discretización de barras mediante elementos finitos.

El estudio del continuo, de acuerdo con el método de los elementos finitos, se realiza mediante la división del mismo en un número de elementos (de volumen) determinados.

- Interpolación de funciones e integración numérica de elementos lineales.
- Las funciones de forma que se usan son las siguientes:

$$\begin{aligned} N_1 &= -1/2 (1-s)s \\ N_2 &= 1/2 (1+s)s \\ N_3 &= 1 - s^2 \end{aligned} \quad [8.1]$$

- La integración lineal se estima numéricamente de la siguiente forma:

$$\int_{s=-1}^1 F(s) ds \approx \sum_{i=1}^k F(s_i) W_i \quad [8.2]$$



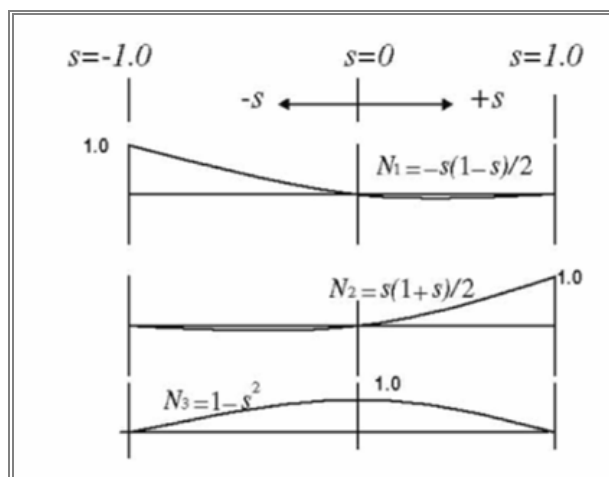


Figura 8.3. Funciones de forma para el elemento Frame de SAP2000 (Edward L. Wilson, 2009)

### 8.2.1.2. Elemento Shell de SAP2000.

El elemento tipo Shell se usa para modelizar estructuras de cáscaras, membranas y comportamientos de placas en estructuras planas y tridimensionales.

#### Introducción.

El elemento de cáscara Shell es una formulación de 3 a 4 que combinan el comportamiento de membrana y flexión. El elemento de 4 nodos no tiene que ser plano.

La conducta de la membrana es una formulación isoparámetrica, que incluye componentes traslacionales en el plano de la rigidez y una componente de rigidez rotatoria en la dirección normal al plano del elemento, Taylor y Simo [1985] e Ibra-Himbegovic y Wilson [1991].

El comportamiento de la flexión de las placas incluye dos direcciones, fuera del plano, los componentes rotatorios de rigidez y traslación en placas en la dirección normal al plano del elemento. Por defecto, se ha usado la formulación de placas delgadas (Kirchoff) que desprecia la deformación por cortante. Opcionalmente, se puede escoger la formulación de placas delgadas (Midlin/Reissner), que incluye los efectos de deformación por cortante.

Con este tipo de elementos se pueden simular las siguientes estructuras:

- Cáscaras tridimensionales.
- Placas estructurales.
- Membrana.

Para cada modelo de cáscara “Shell” en la estructura, se puede escoger y modelar sólo como membrana, placa, o un comportamiento completo de cáscara. Se recomienda que se use el comportamiento completo de cáscara a menos que la estructura esté diseñada y restringida adecuadamente.

Cada elemento Shell tiene su propio sistema de coordenadas locales por definir, propiedades materiales, cargas y esfuerzos que interpretar. Cada elemento puede ser cargado a través de la gravedad o carga uniforme en cualquier dirección.

La rigidez de la cáscara se evalúa a través de una formulación de la integración numérica de cuatro a ocho puntos. Las tensiones, fuerzas internas y momentos, en el elemento de la coordenada local, se evalúan a través de una integración numérica de Gauss de  $2 \times 2$  y extrapolada a los nudos del elemento. Se puede estimar un error aproximado de esfuerzos o fuerzas internas en elemento a través de la diferencia de valores calculados de los diferentes elementos enlazados a un nodo común. Esto dará una indicación de la exactitud aproximada del elemento.

### **Conectividad de los nodos.**

Cada elemento Shell puede tener cualquiera de las siguientes formas:

- Cuadrilátero, definido por los cuatro nudos  $j1$ ,  $j2$ ,  $j3$  y  $j4$ .

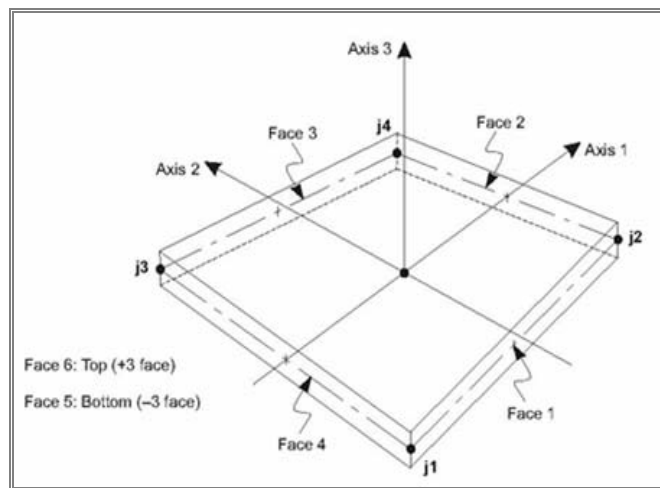


Figura 8.4 Esquema de elemento Shell cuadrilátero de 4 nudos en SAP2000 (Edward L. Wilson, 2009)

- Triangular, definido por los tres nudos  $j1$ ,  $j2$  y  $j3$ .

Deben escogerse las localizaciones de los nudos con las condiciones geométricas siguientes:

- El ángulo interior a cada esquina debe ser inferior a  $180^\circ$ . Los mejores resultados se obtienen cuando estos ángulos están próximos a  $90^\circ$ , o por lo menos en el rango de  $45^\circ$  a  $135^\circ$ .

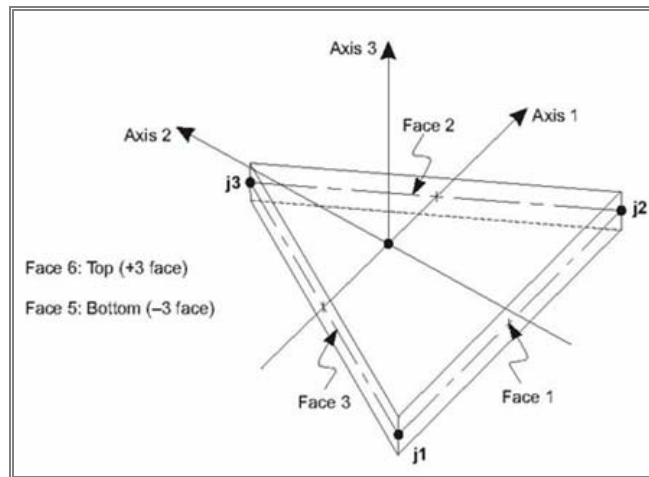


Figura 8.5 Esquema de elemento Shell triangular de 3 nodos en SAP2000 (Edward L. Wilson, 2009)

- La relación de aspecto de un elemento no debe ser demasiado grande. Para el cuadrilátero, la proporción de la distancia más larga entre los puntos medios de lados opuestos a la distancia más corta, debe estar próxima a la unidad, hasta un valor de cuatro, no debiendo exceder a diez.
- Los nodos del cuadrilátero no necesitan ser coplanares. El programa considera una pequeña torsión. El ángulo entre las normales a las esquinas da una medida del grado de torcedura. La normal a una esquina es perpendicular a los dos lados que se encuentran en la esquina. Los resultados más buenos se dan cuando el ángulo más grande entre cualquier par de esquinas es menor de  $30^\circ$ , este ángulo no debe exceder de  $45^\circ$ .

### **Grados de libertad.**

El elemento Shell siempre activa los seis grados de libertad en cada uno de sus nodos. Cuando se usa el elemento como membrana pura, hay que asegurar que se mantengan los vínculos para la traslación normal y las rotaciones por flexión. Cuando el elemento se usa como placa pura, se debe asegurar que se mantengan los vínculos dentro del diseño las traslaciones y rotaciones sobre la normal.

El comportamiento Shell, es el más recomendado para estructuras tridimensionales.

### **Sistema de coordenadas local.**

Cada elemento Shell tiene un sistema de coordenadas local para definir las propiedades del material, cargas y esfuerzos. Se denotan los ejes del sistema de coordenadas local como 1, 2 y 3, los primeros dos ejes coinciden con el plano del elemento y el tercero es el normal a los dos anteriores.

Por defecto estos ejes son idénticos a los ejes globales X, Y y Z respectivamente. Ambos sistemas son sistemas de coordenadas dextrogiro.

El sistema de coordenadas local que se toma por defecto es el más adecuado para la mayoría de situaciones. Sin embargo, para ciertos modelos determinados es necesario usar un sistema de coordenadas local en función de la geometría de la estructura.

## **Tipo de sección**

El tipo de sección empleada, que estará determinado por el tipo de conducta modelada, se especifica por el tipo de parámetro que se emplea:

- Tipo= MEMBR, cuando se tiene una conducta de tipo membrana, sólo existen las fuerzas en el plano y el normal y no existen momentos.
- Tipo= PLACAS, cuando se tiene una conducta de placa y por tanto sólo fuerzas transversales y momentos de flexión.
- Tipo= SHELL, cuando se tiene una conducta de cáscara pura, es una combinación de las anteriores, se pueden aplicar todas las fuerzas y momentos.

## **Formulación del espesor (Thickness)**

La formulación del espesor, se especifica por thicktype, con ello se determina si existen o no las deformaciones transversales debidas a cortante en la flexión de la placa:

- Thicktype = THICK, se corresponde con el comportamiento de la placa gruesa, que se corresponde con la teoría de Mindlin/Reissner, en la que se incluye los efectos de deformación transversal por cortante.
- Thicktype = THIN, se corresponde con el comportamiento de la placa fina, que se corresponde con la teoría de Kirchhoff, en la que se desprecia los efectos de deformación transversal por cortante.

Las deformaciones a cortante tienden a ser importantes cuando el espesor es mayor de 1/10 a 1/15 del tamaño del vano.

Incluso para placas delgadas con problemas a flexión donde las deformaciones a cortante por flexión son despreciables, la formulación de placa gruesa tiende a ser más exacta, que la de placa delgada. Sin embargo, la exactitud de la placa gruesa es más sensible a las proporciones de aspecto grande y malla distorsionada que es la formulación de placa delgada.

## **Propiedades del Shell.**

Son un conjunto de características, tanto del material como geométricas, que pueden ser usadas por uno o más elementos Shell. Las propiedades del elemento Shell se definen independientemente del elemento, para asignárselas posteriormente.

- Propiedades del material.

Las propiedades de cada Shell se especifican como referencia al material previamente definido. Se usan todas las propiedades anisotrópicas. Las propiedades que se usan son:

- i) El módulo de elasticidad,  $E1$ , el coeficiente de Poisson  $\nu$ .
- ii) La densidad del material,  $m$ , usada para calcular la masa.
- iii) El peso específico,  $w$ , usado para calcular el peso y las cargas gravitatorias.

## **Espesor**

Cada sección tiene un espesor de membrana y de flexión constante, el espesor de la membrana  $t_h$  se usa para calcular:

- La rigidez de la membrana para el Shell y secciones de membrana pura.
- El volumen del elemento para el peso propio del mismo y cálculo de la masa.

El espesor de flexión  $t_{hb}$ , se emplea para calcular:

- La rigidez de la placa a flexión para Shell y secciones para placa pura.

## **Masa.**

En un análisis dinámico, la masa de la estructura se usa para calcular las fuerzas inerciales. La masa que contribuye en el elemento Shell es la suma de sus nodos. Se consideran los efectos no inerciales en el mismo elemento.

La masa total del elemento es igual a la integral de la densidad,  $m$ , sobre el volumen del elemento. La masa total es la suma de la de los nodos de una forma proporcional en los términos de la diagonal de la matriz de masas. Ver Cook, Malkus y Plesha [1989] para más información. La masa total se aplica a cada uno de los grados de libertad transnacionales ( $U_x$ ,  $U_y$  y  $U_z$ ).

## **Cargas de Peso Propio.**

Las cargas de peso propio se activan con el peso propio de los elementos del modelo. Para un elemento tipo Shell, el peso propio es una fuerza que se distribuye uniformemente sobre el plano del elemento. La magnitud de peso propio es igual a su peso específico,  $w$ , multiplicado por el espesor  $t_h$ .

El peso propio siempre actúa hacia abajo, en la dirección  $-Z$  del los ejes globales. Se puede escalar el peso propio mediante un factor escala que se aplica a toda la estructura.

## **Cargas uniforme.**

Se usan cargas uniformes para aplicar fuerzas distribuidas uniformemente a la superficie de los elementos Shell. La dirección de la carga puede especificarse en la coordenada local o global.

Se dan intensidades de carga como fuerzas por unidad de área. Las intensidades de carga especificadas en diferentes sistemas de coordenadas se convierten y se suman en la coordenada local. La fuerza total que actúa sobre el elemento en cada dirección local, da la intensidad carga total, en esa dirección multiplicada por el área de la superficie.

Esa fuerza se prorratea a los nudos del elemento.

### Salida de tensiones y esfuerzos.

Las tensiones del elemento Shell son de fuerza por unidad de área que actúan dentro del volumen del elemento. Estas tensiones son:

- Tensiones normales en el plano medio,  $S_{11}$  y  $S_{22}$ .
- Tensiones cortantes en el plano,  $S_{12}$ .
- Tensiones cortantes en los planos transversales,  $S_{13}$  y  $S_{23}$ .
- Tensiones normales en el plano transversal,  $S_{33}$ .

Se asume que las tres tensiones en el plano son constantes o varían linealmente a través del espesor del elemento. Así mismo, las dos tensiones cortantes transversales se suponen constantes a través del espesor, aún cuando su distribución real es parabólica y nula en los extremos.

Las fuerzas internas (también llamadas resultantes de tensión), que son las fuerzas y momentos, son el resultado de integrar las tensiones sobre el espesor del elemento.

- Esfuerzos normales al elemento,  $F_{11}$  y  $F_{22}$ .
- Esfuerzos cortantes al elemento,  $F_{12}$ .
- Momentos a flexión del elemento,  $M_{11}$  y  $M_{22}$ .
- Momento torsor,  $M_{12}$ .
- Fuerzas cortantes transversales del elemento,  $V_{13}$  y  $V_{23}$ .

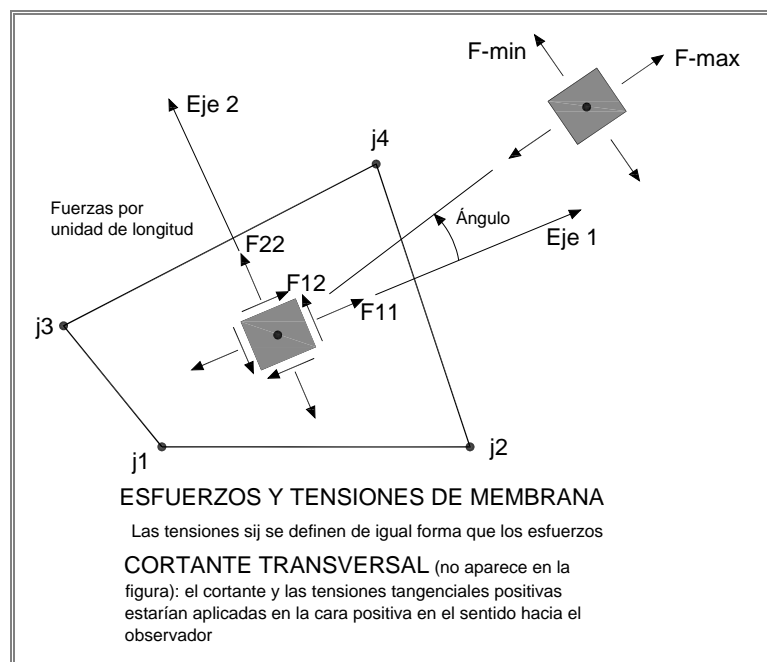


Figura 8.6 Tensiones y resultante de fuerzas internas en el elemento Shell de SAP2000.  
(Edward L. Wilson, 2009)

Es muy importante hacer notar que los esfuerzos resultantes son fuerzas y momentos por unidad de longitud en el plano.

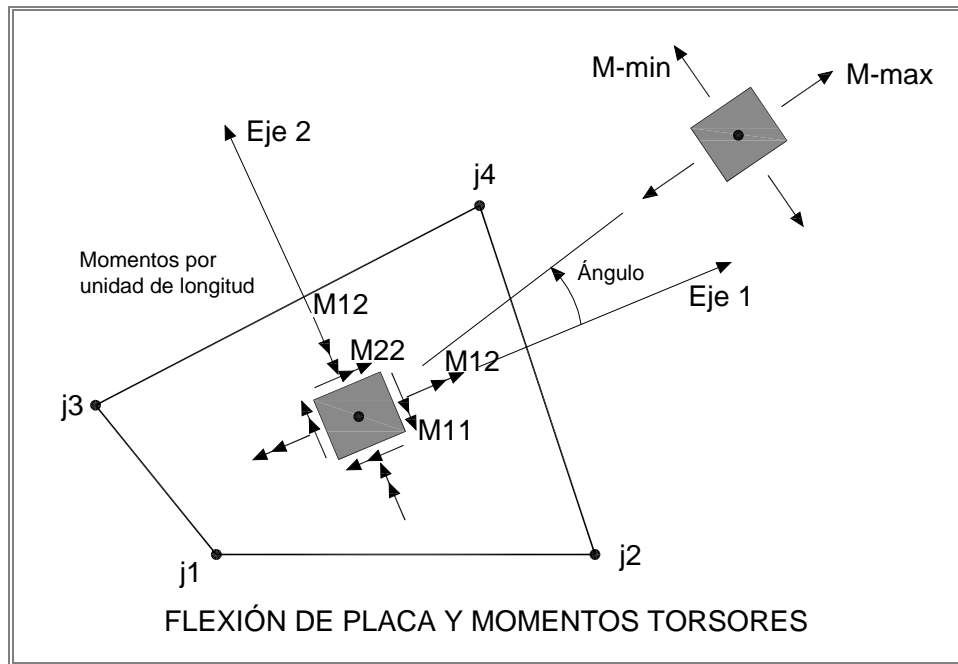


Figura 8.7 Esquema de resultante de momentos en el elemento Shell de SAP2000.  
(Edward L. Wilson, 2009).

El convenio de signos para las tensiones y esfuerzos es la siguiente:

Las tensiones se orientan en la dirección positiva cuando actúan sobre una cara con orientación positiva y al contrario con las negativas. Una cara positiva es donde la normal exterior está en la dirección positiva local 1 o 2.

Las fuerzas internas positivas corresponden a un estado de tensión positivo que es constante a través del espesor. Los momentos internos positivos corresponden a un estado de tensión que varía linealmente a través del espesor y es positivo en la cara superior.

Las tensiones y las fuerzas internas se evalúan mediante la integración de Gauss de tipo 2x2.

#### 8.2.1.2.1. Discretización mediante elementos finitos.

El estudio del continuo, de acuerdo con el método de los elementos finitos, se realiza mediante la división del mismo en un número de elementos determinados.

- **Funciones de interpolación e integración numérica de los elementos.**

- Elementos cuadriláteros de cuatro a ocho nodos.

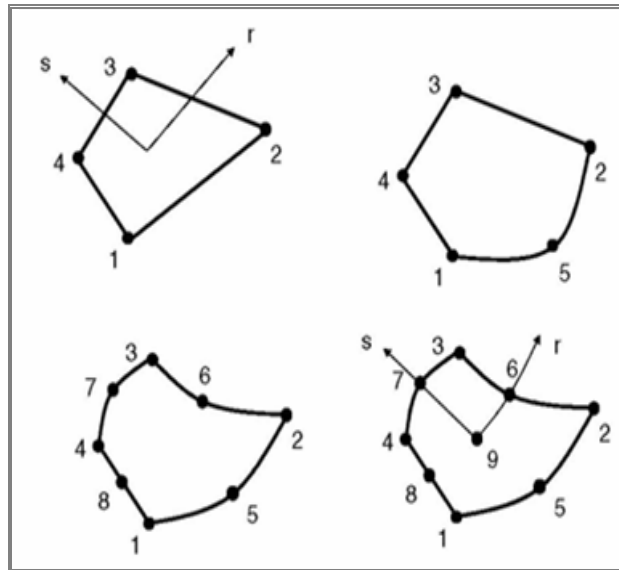


Figura 8.8 Diferentes tipos de elementos finitos cuadriláteros de 4 a 9 nodos de elemento Shell de SAP2000 (Edward L. Wilson, 2009)

Los elementos cuadriláteros de cuatro a ocho nodos, se usan para procesos de mallado en 3D para formar las láminas que componen las estructuras, pueden simular tanto el comportamiento de membrana como el de placa. Estos elementos son básicos para distribuir las cargas sobre las rebanadas en el modelo en 3D, para elementos estructurales.

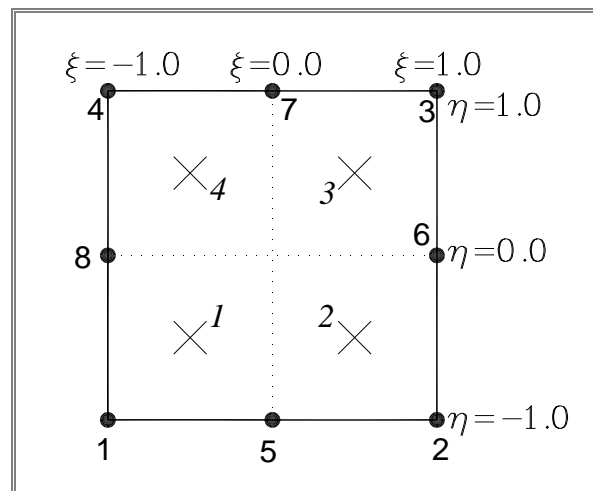


Figura 8.9. Elemento cuadrilátero de 8 nodos

- Las funciones de forma que se usan son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (1-\eta)(1-\xi)/4 \\
 N_2 &= (1+\eta)(1-\xi)/4 \\
 N_3 &= (1+\eta)(1+\xi)/4 \\
 N_4 &= (1-\eta)(1+\xi)/4 \\
 N_5 &= (1-\eta^2)(1-\xi)/2 \\
 N_6 &= (1+\eta)(1-\xi^2)/2 \\
 N_7 &= (1-\eta^2)(1+\xi)/2
 \end{aligned}
 \tag{8.3}$$



$$N_8 = (1-\eta)(1-\xi^2)/2$$

- La integración lineal se estima numéricamente de la siguiente forma:

$$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(\eta, \xi) J(\eta, \xi) d\eta d\xi = \sum_i \sum_j W_i W_j f(\eta_i \xi_j) J(\eta_i \xi_j) \quad [8.4]$$

### 8.2.1.3. Elemento Solid de SAP2000.

Los elementos sólidos poseen ocho nodos y se emplearán para modelar sólidos en estructuras tridimensionales. En el caso que nos ocupa, se han empleado en las zonas macizas de la placa de cimentación aligerada. Se basa en una formulación isoparamétrica que incluye nueve modos opcionales de flexión.

Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas local, que se emplea para definir las propiedades de los materiales, las cargas y para interpretar las salidas de resultados.

Cada elemento permite, entre otras, cargas de volumen (en cualquier dirección), superficiales en cada una de sus caras, y cargas concentradas en los nodos.

La integración numérica y la estimación de errores se realiza de forma similar a lo expuesto para los elementos tipo shell.

#### Conectividad de los nodos.

Cada elemento sólido tiene seis caras formadas por cuadriláteros, con un nodo en cada uno de las ocho esquinas, como se muestra en la Figura 44. Hay que tener en cuenta la posición relativa de los ocho nodos: las aristas j1-j2-j3 y j5-j6-j7 deben aparecer en sentido antihorario cuando se ve a lo largo de la dirección de j5 a j1. Matemáticamente se indica mediante los tres vectores: j1-j2, j1-j3 y j1-j5.

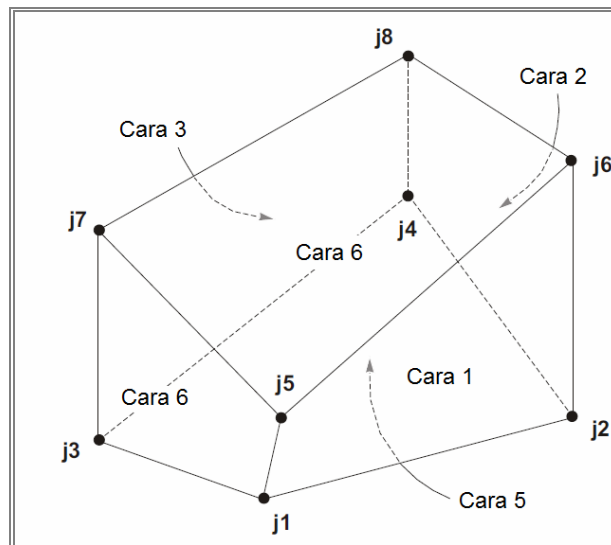


Figura 8.10. Elemento Solid

- El ángulo interior a cada esquina debe ser inferior a  $180^\circ$ . Los mejores resultados se obtienen cuando estos ángulos están próximos a  $90^\circ$ , o por lo menos en el rango de  $45^\circ$  a  $135^\circ$ .

- El ratio aspecto de un elemento no debe ser demasiado grande. Éste se determina con la relación entre lado mayor y menor y debe estar próximo a la unidad, hasta un valor de cuatro, no debiendo exceder a diez.

### **Grados de libertad.**

En los elementos tipo sólido se activan tres traslaciones por nodo, mientras que las rotaciones quedan por defecto desactivadas. Este elemento contribuye a la rigidez de todos los grados de libertad traslacionales.

### **Sistema de coordenadas local.**

Cada elemento sólido tiene su propio sistema local de coordenadas, que se usa para definir las propiedades de los materiales, las cargas y las salidas de resultados. Estos ejes se denotan como 1, 2 y 3. Por defecto, éstos coinciden con el sistema global X, Y y Z respectivamente.

El sistema de coordenadas por defecto suele aplicarse en la mayoría de las situaciones, pero en algunos casos, puede resultar útil emplear sistemas de coordenadas locales que sigan la geometría de la estructura. Existen multitud de métodos para definirlos: paralelos a unas direcciones arbitrarias, mediante los vectores entre dos puntos o mediante tres ángulos.

### **Tensiones y deformaciones.**

Los modelos generados mediante elementos sólidos corresponden a un estado general de tensiones y deformaciones en las tres dimensiones. Todas las componentes de tensión y deformación se encuentran activadas para este elemento.

### **Propiedades de los materiales.**

Son definidas de forma independiente a los elementos sólidos y posteriormente se asignan a cada uno de los elementos. Las propiedades de materiales para los sólidos son:

- Módulo de elasticidad  $E_1$ ,  $E_2$  y  $E_3$ .
- Módulo de elasticidad transversal a corte  $G_1$ ,  $G_2$  y  $G_3$
- Coeficientes de Poisson  $\nu_{12}$ ,  $\nu_{13}$ ,  $\nu_{23}$ ,..... $\nu_{56}$
- Coeficiente de dilatación térmica  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_{12}$ ,  $\alpha_{13}$  y  $\alpha_{23}$
- Densidad,  $m$ , usada para determinar la masa del elemento.
- Peso específico,  $w$ , que se emplea para el cálculo de las cargas gravitatorias de peso propio.

### Opciones de carga.

Al activar la opción de peso propio en el menú de hipótesis simples, se activa el peso de todos los elementos que configuran el modelo. En los elementos solid esta carga estaría aplicada de manera uniforme sobre todo el volumen del elemento. El peso propio siempre actúa hacia abajo, en el sentido -Z.

El programa tiene implementada la opción "gravity load" que es similar a la de peso propio, pero puede aplicarse de forma independiente en cada elemento, con diferentes coeficientes para escalarlos, y con la posibilidad de generarla en cualquier dirección para cada elemento.

Así mismo, existe la posibilidad de aplicar cargas superficiales en cualquiera de las caras del elemento y en cualquier dirección.

### Salida de resultados.

La tensiones en elementos solids se evalúan mediante la integración numérica de Gauss de  $2 \times 2 \times 2$  puntos, extrapolándose los resultados a los nodos [Cook, Malkus y Plesha .1989]

Los valores de las tensiones principales y sus direcciones asociadas en el sistema de coordenadas local se calculan tanto para las hipótesis simples como para las combinaciones de cargas. Los cosenos directores de cada uno de estos valores definen las direcciones de los esfuerzos principales máximos y mínimos.

#### 8.2.1.3.1. Discretización mediante elementos finitos.

El estudio del continuo, de acuerdo con el método de los elementos finitos, se realiza mediante la división del mismo en un número de elementos determinados.

- **Funciones de interpolación e integración numérica de los elementos.**

Los elementos prismáticos de ocho nodos, se usan para procesos de mallado en 3D para formar sólidos que componen las estructuras.

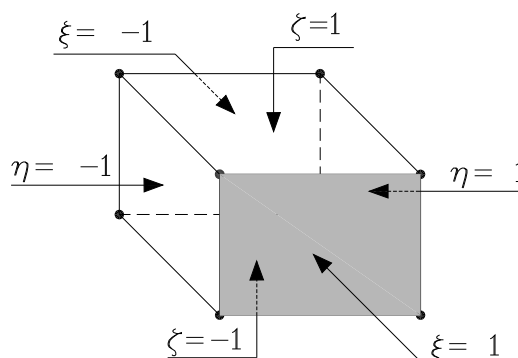


Figura. 8.11. Elemento finito 8 nodos tipo Solid de SAP2000, indicándose el sistema de coordenadas naturales. (Edward L. Wilson, 2009)

- Las funciones de forma que se usan son las siguientes:

$$\begin{aligned}
N_1 &= (1+\xi)(1-\eta)(1-\zeta)/8 \\
N_2 &= (1+\xi)(1+\eta)(1-\zeta)/8 \\
N_3 &= (1-\xi)(1-\eta)(1-\zeta)/8 \\
N_4 &= (1-\xi)(1+\eta)(1-\zeta)/8 \\
N_5 &= (1+\xi)(1-\eta)(1+\zeta)/8 \\
N_6 &= (1+\xi)(1+\eta)(1+\zeta)/8 \\
N_7 &= (1-\xi)(1-\eta)(1+\zeta)/8 \\
N_8 &= (1-\xi)(1+\eta)(1+\zeta)/8
\end{aligned} \tag{8.5}$$

- La integración lineal se estima numéricamente de la siguiente forma:

$$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 G(\xi, \eta, \zeta) d\eta d\xi d\zeta = \sum_i \sum_j \sum_k W_i W_j W_k G(\xi, \eta, \zeta) \tag{8.6}$$

### 8.3. PLAXIS.

Plaxis 3D Tunnel es un programa tridimensional, desarrollado para el análisis de construcción tridimensionales desarrolladas longitudinalmente. el desarrollo de Plaxis se realizó en 1987 en la Universidad Tecnológica de Delf, como una iniciativa del Ministerio de Obras Públicas y Aguas de Holanda (Rijkswaterstaat).

El programa de análisis numérico Plaxis 2D tiene el objetivo de usar elementos finitos planos, bajo condiciones de tensión o deformación plana. El programa genera un mallado de elementos finitos bidimensionales.

#### 8.3.1. ELEMENTOS.

Los elementos que son necesarios modelar son:

- Terreno.

Este se representa mediante un modelo elasto-plástico llamado Mohr-Coulomb, el cual supone una aproximación de primer orden del comportamiento de suelos y rocas, por tanto es el modelo recomendado para análisis previos.

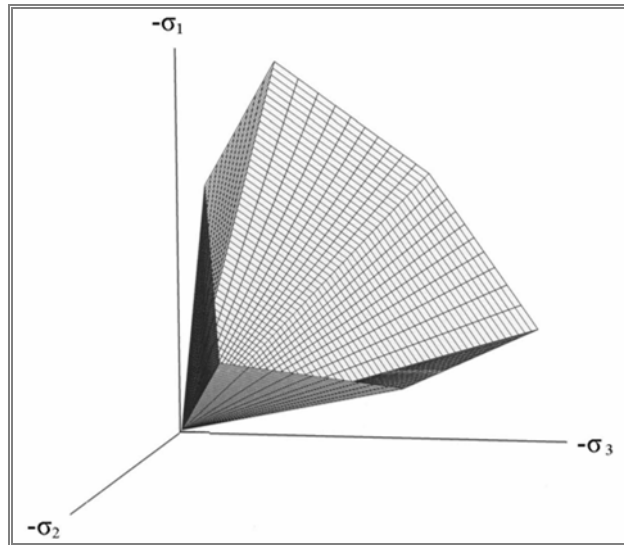


Figura 8.12. Superficie de plastificación para suelos de tipo Mohr-Coulomb (P.A. Vermeer, 2001)

Los parámetros necesarios que hay que introducir son:

- Módulo de Young ( $E$ ). Es el módulo de rigidez básico que se usa en modelos elásticos y elasto-plásticos. En mecánica de suelos, la rama inicial se indica normalmente como  $E_0$  y el módulo secante en el 50% de la resistencia se llama  $E_{50}$ .

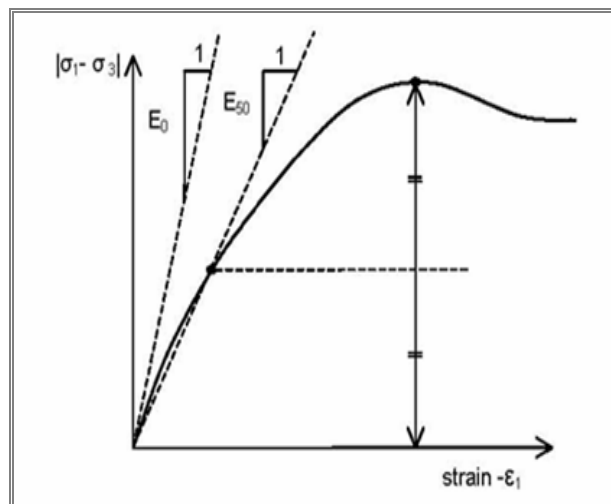


Figura 8.13. Definición del módulo de Young (P.A. Vermeer, 2001)

- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).
- Parámetros alternativos de rigidez. Además del módulo de Young, existen otros módulos de rigidez alternativos, como el módulo cortante y el módulo edométrico. Estos módulos de rigidez están relacionados con el módulo de Young mediante la ley de Hooke de elasticidad isotrópica y con coeficiente de Poisson.
- Angulo de fricción ( $\varphi$ ).

- Cohesión (C).
- Angulo de dilatación ( $\psi$ ).

El tratamiento de la interface para analizar la interacción terreno-estructura, es importante para obtener la capacidad de carga del conjunto de la cimentación. Se basa en un modelo elasto-plástico, siendo el comportamiento elástico ante pequeñas deformaciones y plástico cuando puedan aparecer deslizamientos permanentes.

La condición impuesta en la interfaz es:

$$\tau \leq \sigma_n \tan \Phi_i + C_i \quad [8.7.]$$

Donde  $\tau$  representa la tensión cortante en dos planos de cortante y  $\sigma_n$  representa la tensión efectiva normal. La condición de igualdad está referida al comportamiento plástico, si es menor tenemos un comportamiento elástico. Cada conjunto de datos tiene un factor de reducción de la resistencia asociado a las interfaces. Las propiedades de las interfaces se calculan a partir de las propiedades del suelo en el conjunto de datos asociado y del factor de reducción de la resistencia aplicando las reglas siguientes:

$$C_i = R_{\text{inter}} \cdot C_{\text{soil}} \quad [8.8]$$

$$\tan \Phi_i = R_{\text{inter}} \cdot \tan \Phi_{\text{soil}} < \tan \Phi_{\text{soil}} \quad [8.9]$$

A continuación se muestra el tipo de elemento finito usado en la interfaz

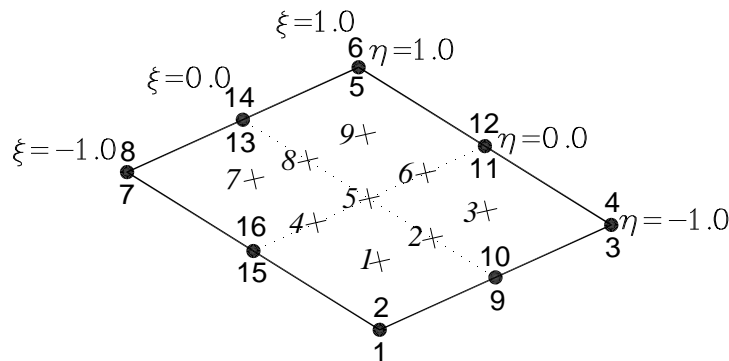


Figura 8.14. Elemento finito cuadrilátero para la interfaz (P.A. Vermeer, 2001)

### 8.3.2. DISCRETIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS.

El estudio del continuo, de acuerdo con el método de los elementos finitos, se realiza mediante la división del mismo en un número de elementos (planos o de volumen) determinados.

- Interpolación de funciones e integración numérica de elementos lineales.

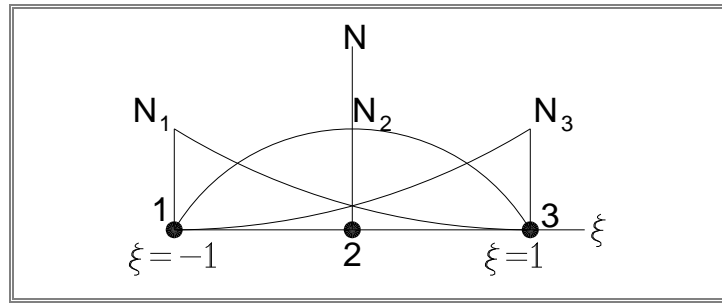


Figura 8.15 funciones de forma para elemento lineal (P.A. Vermeer, 2001)

- Las funciones de forma que se usan son las siguientes:

$$\begin{aligned} N_1 &= -1/2 (1-\xi)\xi \\ N_2 &= (1-\xi)(1+\xi) \\ N_3 &= 1/2 (1+\xi)\xi \end{aligned} \quad [8.10]$$

- La integración lineal se estima numéricamente de la siguiente forma:

$$\int_{\xi=-1}^1 F(\xi) d\xi \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i) W_i \quad [8.11]$$

- Interpolación de funciones e integración numérica de elementos de área.

### Elementos triangulares de seis nodos.

Se usan para procesos de mallado en 2D y se usan en planos verticales de los modelos en 3D para formar las caras de los elementos de 15 nodos del terreno.

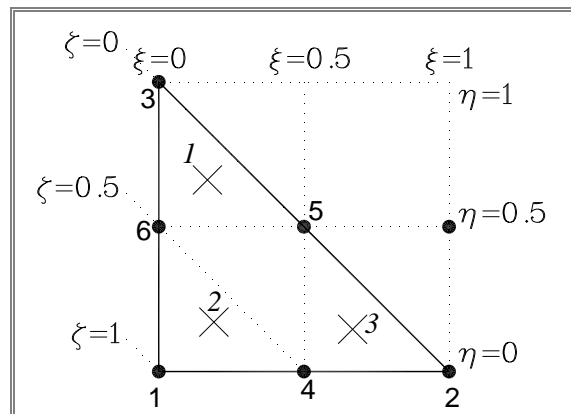


Figura 8.16 Elemento finito triangular para elementos de área, indicando la posición de los nodos (•) y de los puntos de integración (x) (P.A. Vermeer, 2001)

- Las funciones de forma que se usan son las siguientes:

$$N_1 = \zeta(2\zeta - 1)$$

$$\begin{aligned}
N_2 &= \xi(2\xi-1) \\
N_3 &= \eta(2\eta-1) \\
N_4 &= 4\xi\zeta \\
N_5 &= 4\xi\eta \\
N_6 &= 4\eta\zeta
\end{aligned} \tag{8.12}$$

- La integración lineal se estima numéricamente de la siguiente forma:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) W_i \tag{8.13}$$

### Elementos cuadriláteros de ocho nodos.

Se usan para procesos de mallado en 3D para formar las caras de los trozos de elementos de 15 nodos del terreno en la dirección z. estos elementos son básicos para distribuir las cargas sobre las rebanadas en el modelo en 3D, para elementos estructurales y para elementos interface.

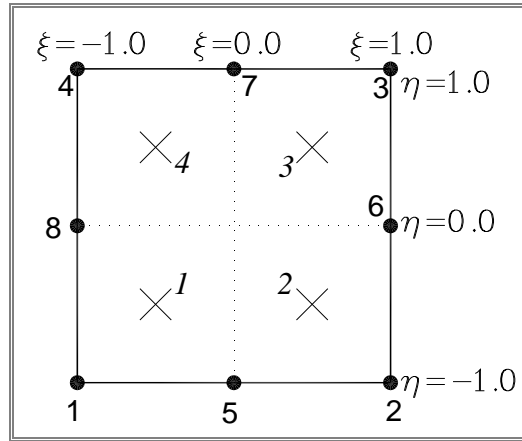


Figura 8.17 Elemento finito cuadrilátero de 8 nodos para área (P.A. Vermeer, 2001)

- Las funciones de forma que se usan son las siguientes:

$$\begin{aligned}
N_1 &= (1-\eta)(1-\xi)(-1-\xi-\eta)/4 \\
N_2 &= (1-\eta)(1+\xi)(-1+\xi-\eta)/4 \\
N_3 &= (1+\eta)(1-\xi)(-1+\xi+\eta)/4 \\
N_4 &= (1+\eta)(1+\xi)(-1-\xi+\eta)/4 \\
N_5 &= (1-\xi)(1+\xi)(1-\eta)/2 \\
N_6 &= (1-\xi)(1+\xi)(1+\eta)/2 \\
N_7 &= (1-\eta)(1+\eta)(1+\xi)/2 \\
N_8 &= (1-\eta)(1+\eta)(1-\xi)/2
\end{aligned} \tag{8.14}$$

- La integración lineal se estima numéricamente de la siguiente forma:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) W_i \tag{8.15}$$



- Interpolación de funciones e integración numérica de elementos de volumen.

### Elementos volumétricos de quince nodos.

Las funciones de forma que se usan son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -(1-\xi-\eta)(1-\zeta)(2\xi+2\eta+\zeta)/2 \\
 N_2 &= -\xi(1-\zeta)(2-2\xi-\zeta)/2 \\
 N_3 &= -\eta(1-\zeta)(2-2\eta+\zeta)/2 \\
 N_4 &= -(1-\xi-\eta)(1+\zeta)(2\xi+2\eta-\zeta)/2 \\
 N_5 &= -\xi(1+\zeta)(2-2\xi+\zeta)/2 \\
 N_6 &= -\eta(1+\zeta)(2-2\eta-\zeta)/2 \\
 N_7 &= (1-\xi-\eta)\xi(1-\zeta)\cdot 2 \\
 N_8 &= \xi\eta(1-\zeta)\cdot 2 \\
 N_9 &= \eta(1-\xi-\eta)(1-\zeta)\cdot 2 \\
 N_{10} &= (1-\xi-\eta)(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{11} &= \xi(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{12} &= \eta(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{13} &= (1-\xi-\eta)\xi(1+\zeta)\cdot 2 \\
 N_{14} &= \xi\eta(1+\zeta)\cdot 2 \\
 N_{15} &= \eta(1-\xi-\eta)(1+\zeta)\cdot 2
 \end{aligned} \tag{8.16}$$

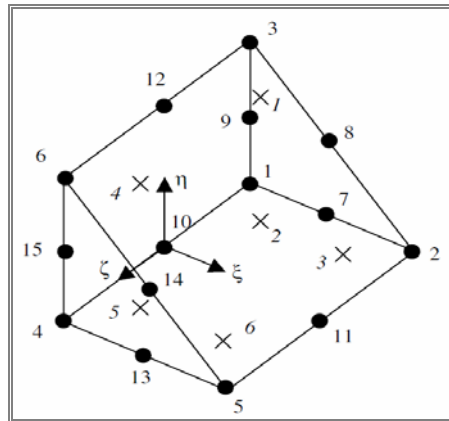


Figura 8.18 Elementos finitos tridimensionales para el terreno (P.A. Vermeer, 2001).

- La integración lineal se estima numéricamente de la siguiente forma:

$$\iiint F(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) W_i \tag{8.17}$$



## CAPÍTULO 9.

### APLICACIÓN I: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL TERRAPLENADO DE UNA CARRETERA.

#### 9.1. INTRODUCCIÓN.

En el presente capítulo se pretende hacer un estudio comparativo de la utilización de bloques de EPS como material de relleno en un terraplén, frente al tradicional uso de rellenos mediante terrenos granulares. Para ello hemos planteado dos situaciones distintas en lo que se refiere al tipo de suelos en los que asentará el terraplén y a la situación del nivel freático. Una tercera situación se ha analizado modificando en este caso la geometría.

Se pretenden obtener resultados comparativos en cuanto a los valores de asientos (previsiblemente mucho más bajos con el relleno de EPS), diferente comportamiento en cuanto al fenómeno de consolidación, y también, mecanismos distintos de colapso del suelo (y valores de los coeficientes de seguridad). En el último caso desarrollado, situado en una ladera, se pretende analizar las posibles diferencias frente a los dos anteriores, y estudiar la influencia en las distorsiones sufridas por la plataforma, por el diferente espesor del terraplén.

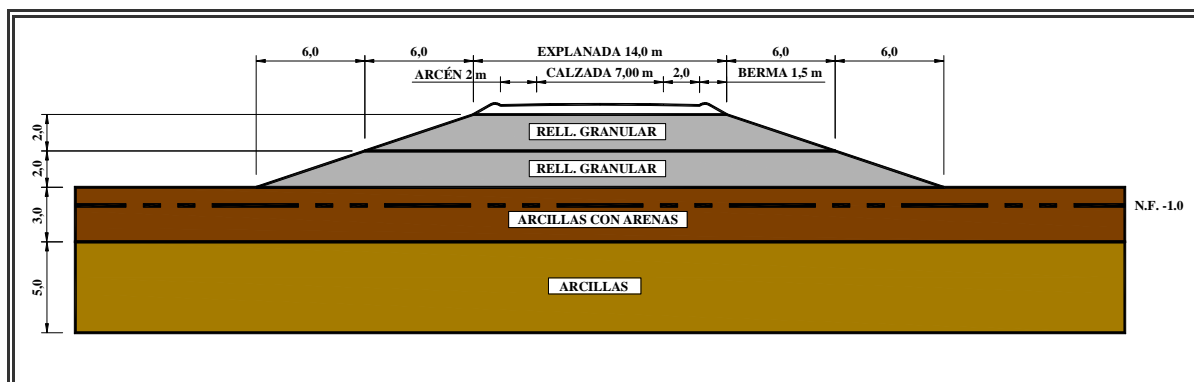


Figura 9.1. Esquema del terraplén tipo 1.

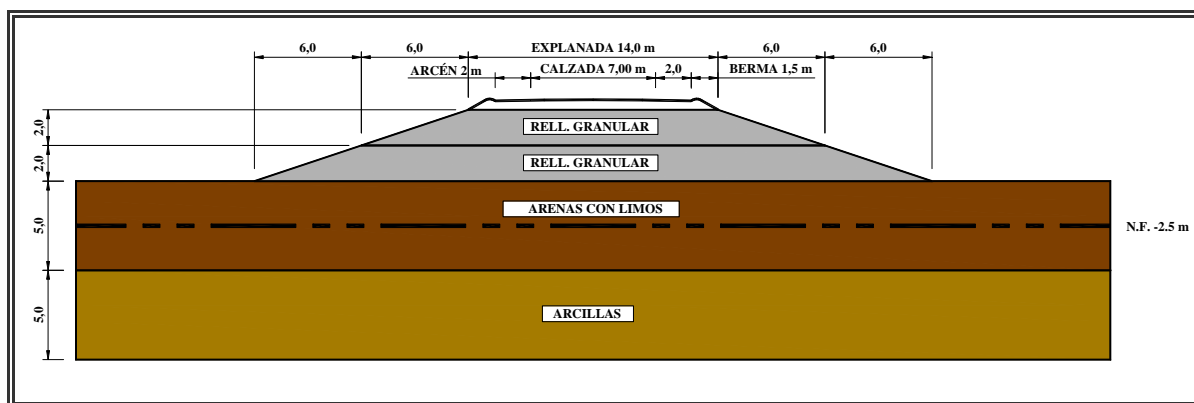


Figura 9.2. Esquema del terraplén tipo 2.

En las figuras 9.1 y 9.2 se presentan las dos primeras situaciones presentadas a análisis en este capítulo. En ambos casos se propone un terraplén de idéntica geometría y características. Sin embargo, se modifica el terreno de apoyo, formado en ambos casos por dos capas de distintas características y se modifica, así mismo, la situación del nivel freático. En la primera de las situaciones planteadas, se proponen dos capas de 3 y 5 m, mientras que en la segunda (figura 9.2) hemos optado por un terreno de dos capas de la misma profundidad, 5 m. Por debajo de estas dos capas se supone, en los dos casos, la existencia de una capa suficientemente rígida para no afectar a los resultados obtenidos.

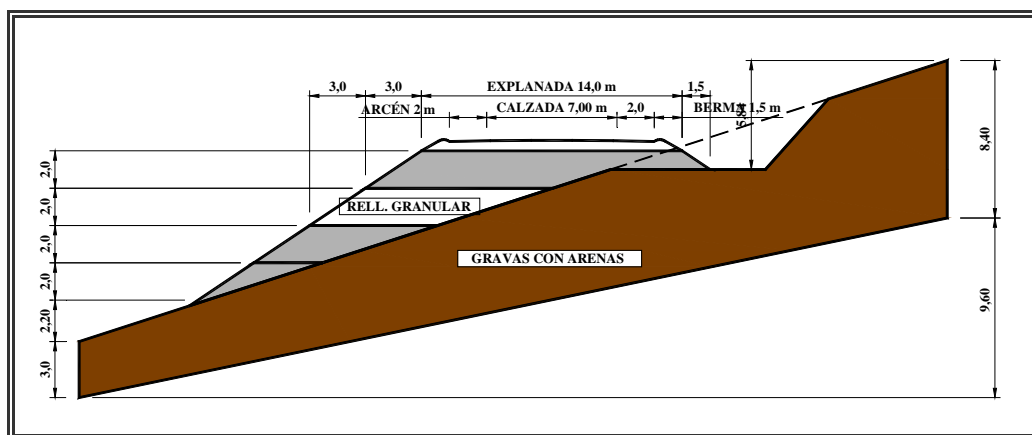


Figura 9.3. Esquema del terraplén tipo 3.

En el terraplén tipo tres (figura 9.3) se plantea una situación en ladera en la que se ha eliminado el nivel freático, dado que nuestro interés aquí es analizar fundamentalmente la distorsión sufrida en la explanada por el efecto de los asentos; comparando los resultados con el relleno granular, frente a un relleno con bloques de poliestireno expandido.

Por tanto, resumiendo, se van a analizar tres situaciones distintas, denominadas Tipo 1, 2 y 3 respectivamente; pero con dos soluciones de relleno para el terraplén distintas: con un relleno granular y en el segundo caso con un relleno parcial de bloques de ESP. Con el fin de clarificar todas las posibilidades analizadas, la nomenclatura seguida cuando se ha empleado el relleno granular, ha sido T1G, T2G y T3G; mientras que en los casos de emplear relleno con EPS, los hemos denominado T1EPS, T2EPS y T3EPS respectivamente.

## 9.2. CARACTERIZACIÓN E HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

### 9.2.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EMPLEADOS.

Pasamos a continuación a incluir las distintas propiedades de los materiales empleados, así como las características de las diferentes capas de suelo. Para una mayor claridad, esto lo vamos a hacer para los distintos tipos de terraplenes modelizados.

#### TERRAPLÉN T1G

**Relleno de terreno granular** (dos capas de 2 m. cada una)

Peso específico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 1 \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 4.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Cohesión	$c = 1 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$

#### **Nivel 1 Arcillas con arenas (3 m. de espesor)**

Peso específico	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 800 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,32$
Cohesión	$c = 2 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 27^\circ$

#### **Nivel 2 Arcillas (5 m. de espesor)**

Peso específico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 2.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,33$
Cohesión	$c = 4 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 25^\circ$

### **TERRAPLÉN T1EPS**

Las características son las mismas que en el caso anterior (T1G), salvo la inclusión en el relleno de los bloques de porexpán caracterizado como sigue:

#### **Poliestireno expandido (con una altura de 3,5 m.)**

Peso específico	$\gamma = 0,3 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 1 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 6.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,10$

### **TERRAPLÉN T2G**

#### **Relleno de terreno granular (dos capas de 2 m. cada una)**

Peso específico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 1 \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 4.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Cohesión	$c = 1 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$

#### **Nivel 1 Arenas con limos (5 m. de espesor)**

Peso específico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 0,3 \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 1.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Cohesión	$c = 1,3 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$

#### **Nivel 2 Arcillas (5 m. de espesor)**

Peso específico	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 2.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,33$
Cohesión	$c = 4 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 25^\circ$

### **TERRAPLÉN T2EPS**

Las características son las mismas que en el caso anterior (T2G), salvo la inclusión en el relleno de los bloques de porexpán caracterizado como sigue:

#### **Poliestireno expandido (con una altura de 3,5 m.)**

Peso específico	$\gamma = 0,3 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 1 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 6.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,10$

### **TERRAPLÉN T3G**

#### **Relleno de terreno granular (cuatro capas de 2 m. cada una y longitud variable)**

Peso específico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
-----------------	------------------------------

Coeficientes de permeabilidad	$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ $k_x = k_y = 1 \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 4.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Cohesión	$c = 1 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$

#### **Nivel 1 Gravas con arenas (espesor variable de 3 a 8 m.)**

Peso específico	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$
Coeficientes de permeabilidad	$k_x = k_y = 0,02 \text{ m/día}$
Módulo de elasticidad	$E = 5.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Cohesión	$c = 1 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 35^\circ$

#### **TERRAPLÉN T3EPS**

Las características son las mismas que en el caso anterior (T3G), salvo la inclusión en el relleno de los bloques de porexpán con las mismas características a los casos denominados T1EPS y T2EPS.

#### **9.2.2. MODELOS E HIPÓTESIS DE CÁLCULO.**

Dada la geometría simétrica en los dos primeros tipos estudiados (T1 y T2), se han reducido ambos modelos únicamente a la mitad, quedando de la siguiente forma (figuras 9.4 y 9.5):

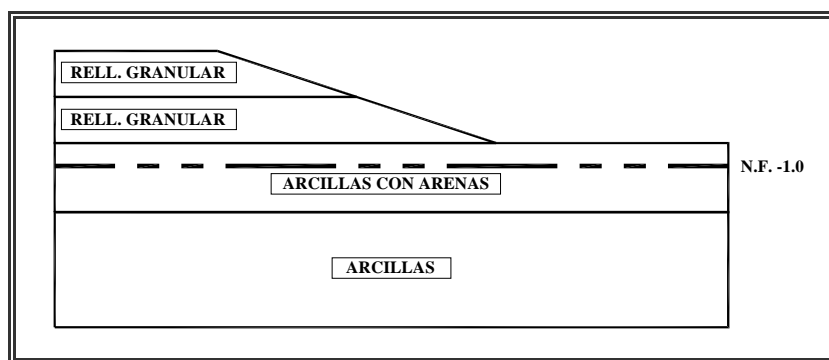


Figura 9.4. Esquema empleado en el terraplén T1.

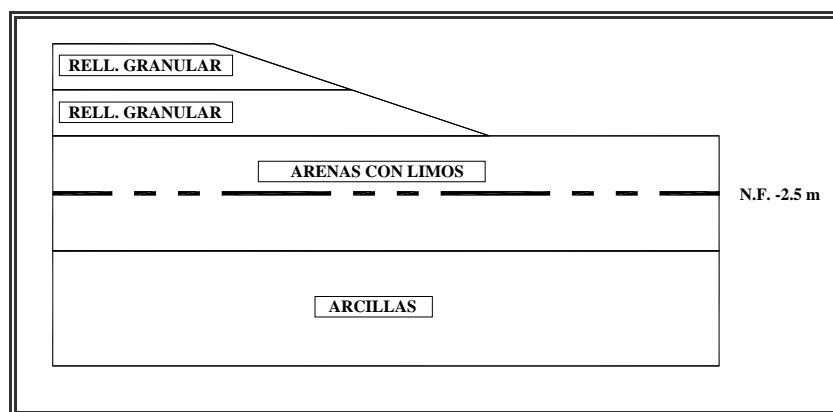


Figura 9.5. Esquema empleado en el terraplén T2.

En el modelo empleado para el tipo 3, la geometría se ha considerado en su totalidad, tal como aparece en la figura 9.3.

Para realizar los cálculos hemos empleado el programa de elementos finitos Plaxis 2D, utilizándose elementos triangulares de quince nodos con tres grados de libertad por nodo, con las condiciones de tensión plana. Los esquemas de la modelización se pueden ver en las figuras 9.6 y 9.7, particularizadas para los casos denominados T1G y T1EPS.

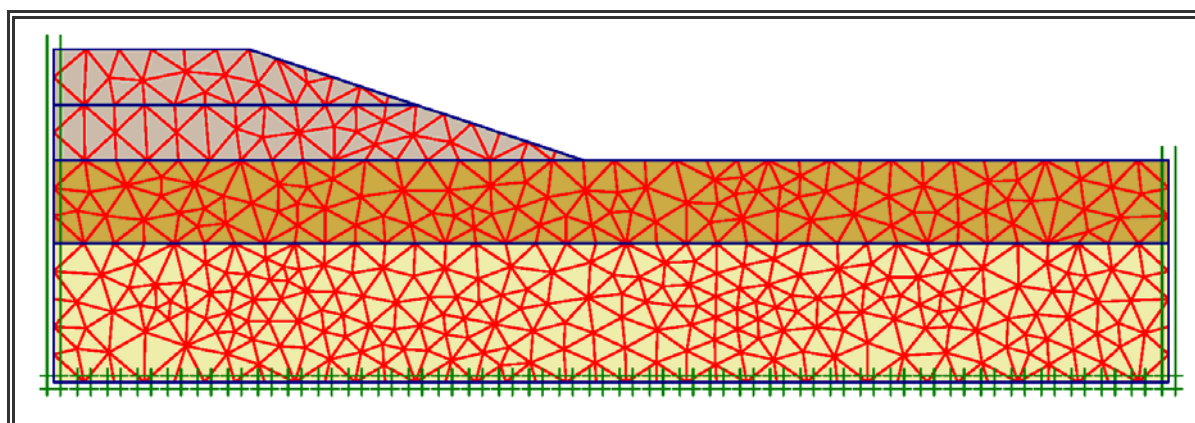


Figura 9.6. Modelización del terraplén T1G

En la primera de las situaciones consideradas (T1G), las fases constructivas consideradas han sido las siguientes:

- Fase I: ejecución de la primera capa del relleno. Duración 20 días
- Fase II: periodo de consolidación para la primera capa. Duración estimada 200 días.
- Fase III: ejecución de la segunda capa del relleno. Duración 20 días
- Fase IV: periodo de consolidación para la segunda capa. Estableciéndose hasta alcanzarse el valor mínimo de presión de poro fijado en  $1 \text{ kN/m}^2$ .



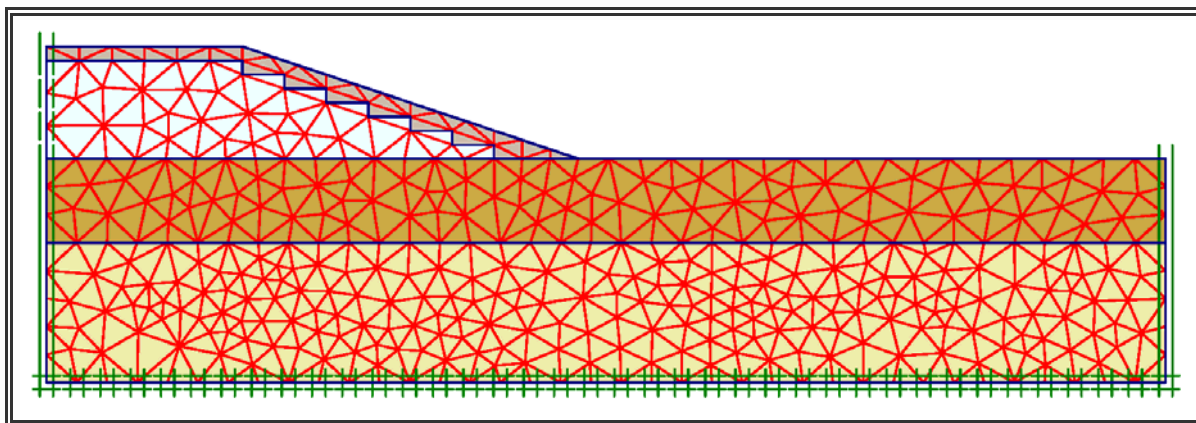


Figura 9.7. Modelización del terraplén T1EPS

Para el **caso T1EPS**, las fases constructivas han sido:

- Fase I: colocación de los bloques de EPS. Duración 10 días
- Fase II: periodo de consolidación para la primera capa. Duración estimada 20 días.
- Fase III: ejecución de la segunda capa del relleno (material granular). Duración 25 días.
- Fase IV: periodo de consolidación para la segunda capa. Estableciéndose hasta alcanzarse el valor mínimo de presión de poro fijado en  $1 \text{ kN/m}^2$ .

**Terraplén tipo T2G.** Fases constructivas consideradas:

- Fase I: ejecución de la primera capa del relleno. Duración 20 días
- Fase II: periodo de consolidación para la primera capa. Duración estimada después de varios tanteos iniciales 170 días.
- Fase III: ejecución de la segunda capa del relleno. Duración 20 días
- Fase IV: periodo de consolidación para la segunda capa. Estableciéndose hasta alcanzarse el valor mínimo de presión de poro fijado en  $1 \text{ kN/m}^2$ .

**Terraplén tipo T2EPS** Fases constructivas consideradas:

- Fase I: colocación de los bloques de EPS. Duración 10 días
- Fase II: periodo de consolidación para la primera capa. Duración estimada 20 días.
- Fase III: ejecución de la segunda capa del relleno (material granular). Duración 25 días.
- Fase IV: periodo de consolidación para la segunda capa. Estableciéndose hasta alcanzarse el valor mínimo de presión de poro fijado en  $1 \text{ kN/m}^2$ .

En las dos últimas situaciones, en las que la geometría que hemos fijado se asemeja a la de una ladera con ligera pendiente, los modelos, empleando elementos finitos triangulares, resultarían como aparecen en las siguientes figuras (9.8 y 9.9). Además, hay que tener presente, que para este perfil, dadas las características del terreno de apoyo, la ausencia de nivel freático en el modelo, así como el hecho de que nuestro interés aquí es analizar la posible distorsión en la explanada del terraplén; no se ha tenido en cuenta en el cálculo la consolidación.

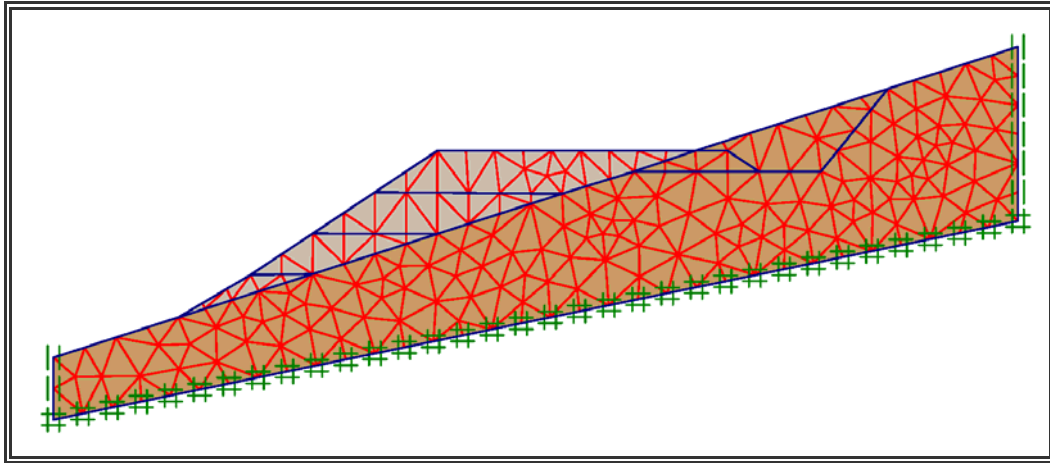


Figura 9.8. Modelización del terraplén T3G.

Dentro ya de las dos situaciones analizadas con este perfil en ladera (con y sin relleno de EPS), para el primero de ellos (**T3G**), las fases constructivas fijadas han sido:

- Fase I: ejecución de la primera capa del relleno. Duración 10 días
- Fase II: ejecución de la segunda capa del relleno. Duración 10 días.
- Fase III: ejecución de la tercera capa del relleno. Duración 15 días.
- Fase IV: excavación del extremo derecho de la ladera (ver figuras 8 y 9). Duración 20 días.
- Fase V: ejecución de la capa superior del relleno. Duración 20 días.

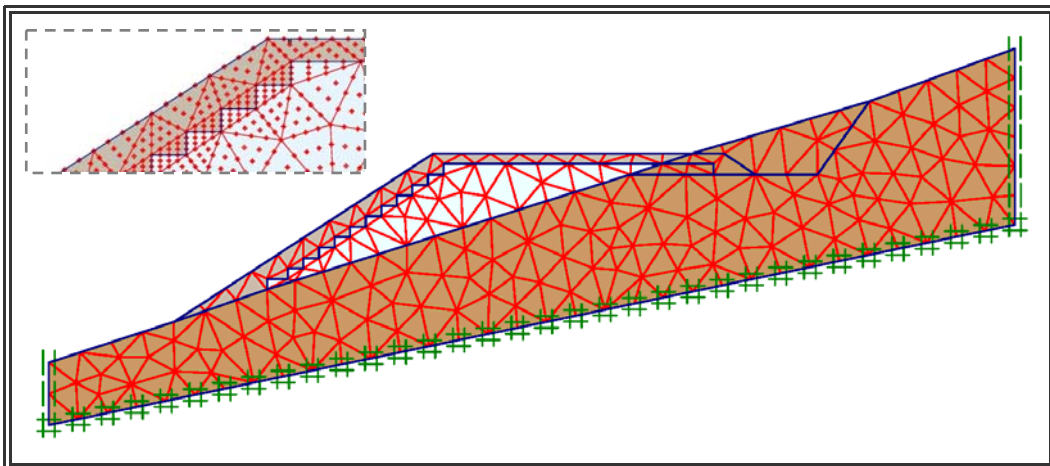


Figura 9.9. Modelización del terraplén T3EPS. En la zona superior izquierda aparece un detalle del modelo.

#### **Terraplén tipo T3EPS.** Fases constructivas consideradas:

- Fase I: excavación del extremo derecho de la ladera (ver figuras 9.8 y 9.9). Duración 20 días
- Fase II: colocación de los bloques de EPS. Duración 10 días
- Fase III: ejecución de la segunda capa del relleno (material granular). Duración 20 días.

### 9.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.

Tal como hemos presentado los distintos casos en los apartados anteriores, vamos a proceder aquí al análisis comparativo de los resultados obtenidos. Para ello iremos estudiando los perfiles de dos en dos, correspondiendo con los mismos suelos en la base y modificando las soluciones en el material de aporte para el terraplén.

Comenzamos, por tanto, con los dos primeros, los tipos T1G y T1EPS, presentando las deformadas finales obtenidas (figuras 9.10 y 9.11):

Tal como era previsible, se observa una diferencia cuantitativa muy importante en cuanto a deformaciones (fundamentalmente en su componente vertical o asiento), obteniéndose desplazamientos máximos de 302 mm. frente a los 58 empleando los bloques de EPS. Además de esto se aprecia un ligero levantamiento (relativo) entre el extremo de la explanada y la zona central de la misma en el caso T1G, siendo este efecto justo el contrario en el T1EPS (ver tabla 9.1).

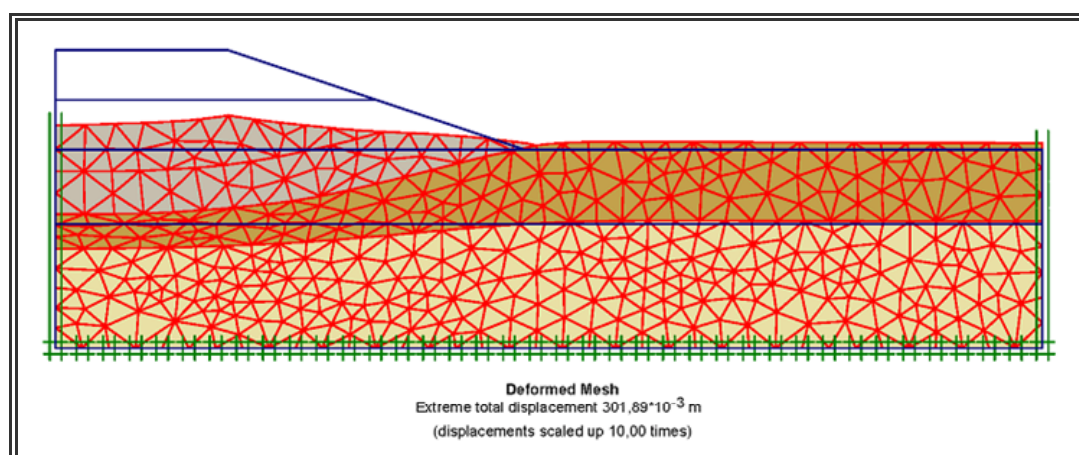


Figura 9.10. Deformada T1G (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 302 mm

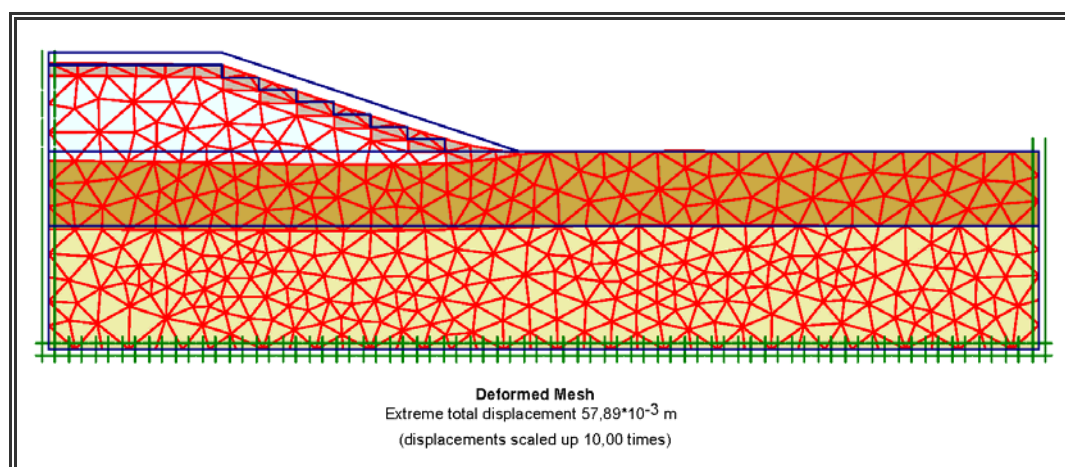


Figura 9.11. Deformada T1EPS (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 58 mm

	DESPLAZAMIENTOS		
	Desplazamientos máximos (mm.)	Asiento en el centro de la explanada (mm.)	Asiento en los extremos de la explanada (mm.).
T1G	302	301	262
T1EPS	58	44	54

Tabla 9.1. Datos comparativos de desplazamientos en las situaciones T1G y T1EPS.

Los resultados comparativos por fases se recogen en la tabla siguiente (tabla 9.2):

	DESPLAZAMIENTOS TOTALES MÁXIMOS en mm.			
	Fase I	Fase II	Fase III	Fase IV
T1G	83	126	243	302
T1EPS	2,5	2,8	25	58

Tabla 9.2. Datos comparativos de desplazamientos por fases constructivas en las situaciones T1G y T1EPS.

De la tabla anterior, se puede concluir - por otra parte resultado también predecible – que hay importantes diferencias en cuanto a la evolución y proceso de consolidación de las alternativas estudiadas. En el caso de emplearse bloques de poliestireno expandido en el terraplén, en las dos fases iniciales correspondientes a la colocación de los bloques, prácticamente no se producen asientos, frente a los resultados en la alternativa T1G (83 y 126 respectivamente, en las fases I y II que corresponden a la ejecución de los primeros 2 m. del terraplén y al periodo de consolidación).

Existen también diferencias en cuanto a un posible colapso del terreno en la zona del terraplén. El mecanismo es diferente en ambos casos, dado que al emplear bloques de EPS en el relleno, hemos reducido a 50 cm. el espesor del terreno granular, siendo esta capa superior la susceptible de sufrir deslizamientos. Lo dicho se puede apreciar en las figuras 9.12 y 9.13.

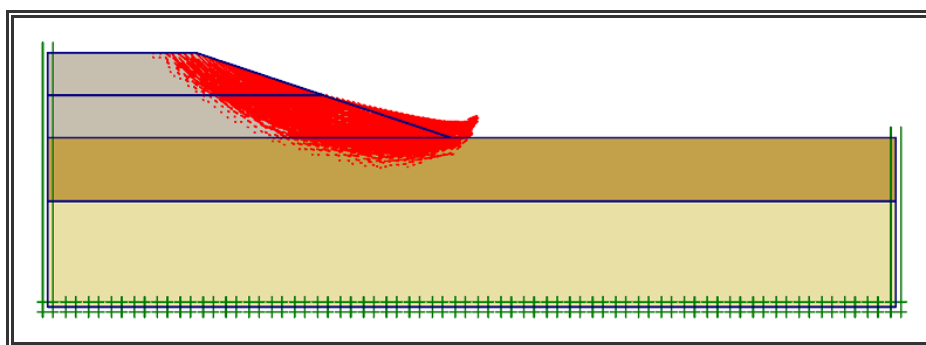


Figura 9.12. Mecanismo de rotura del terraplén T1G.

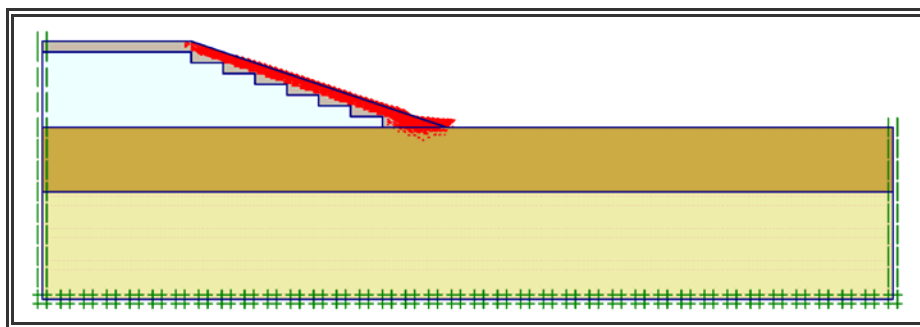


Figura 9.13. Mecanismo de rotura del terraplén T1EPS.

Lo dicho en el párrafo anterior, se confirma con los coeficientes de seguridad resultantes en las distintas fases. Para ello se han calculado los coeficientes de seguridad al final de cada una de las fases de ejecución (fases I y III), además del coeficiente de seguridad en la fase final; aunque en todo caso, en la opción con bloques de EPS, este coeficiente no tendría sentido en la fase I en la que se colocarían los bloques de poliestireno expandido. Estos resultados los hemos recogido en la siguiente tabla.

	COEFICIENTES DE SEGURIDAD		
	Fase I	Fase III	Fase IV
T1G	1,83	1,62	1,91
T1EPS	-----	2,22	2,28

Tabla 9.3. Coeficientes de seguridad por fases en los modelos T1G y T1EPS.

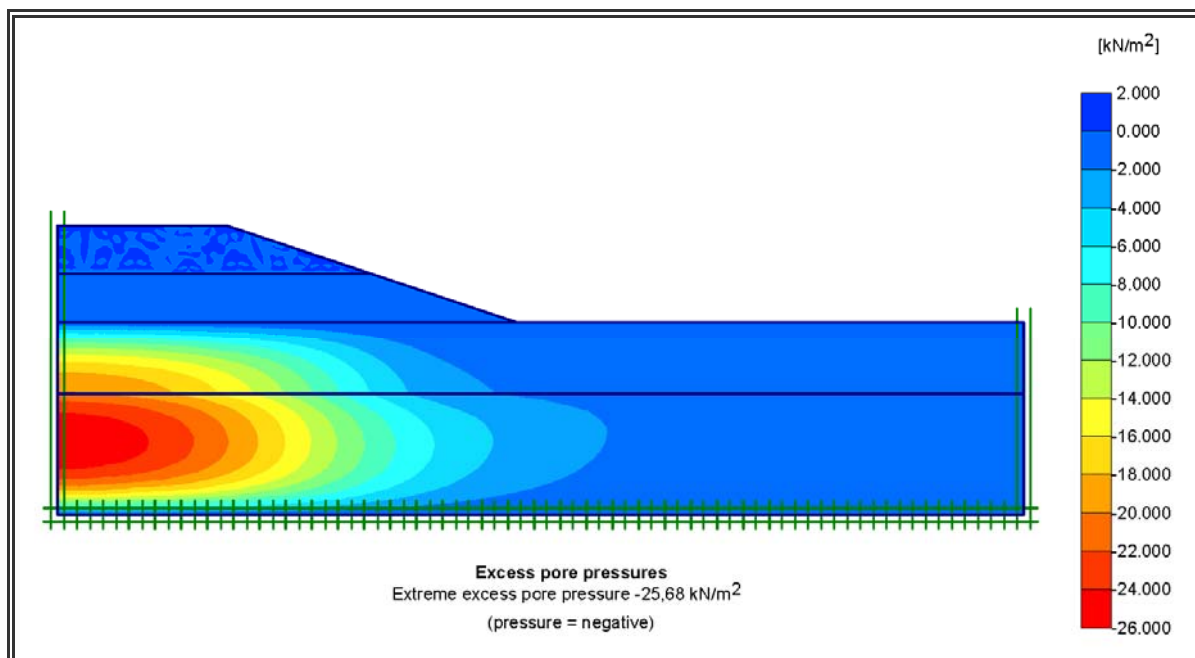


Figura 9.14. Incremento de la presión intersticial en la fase III. Terraplén T1G.

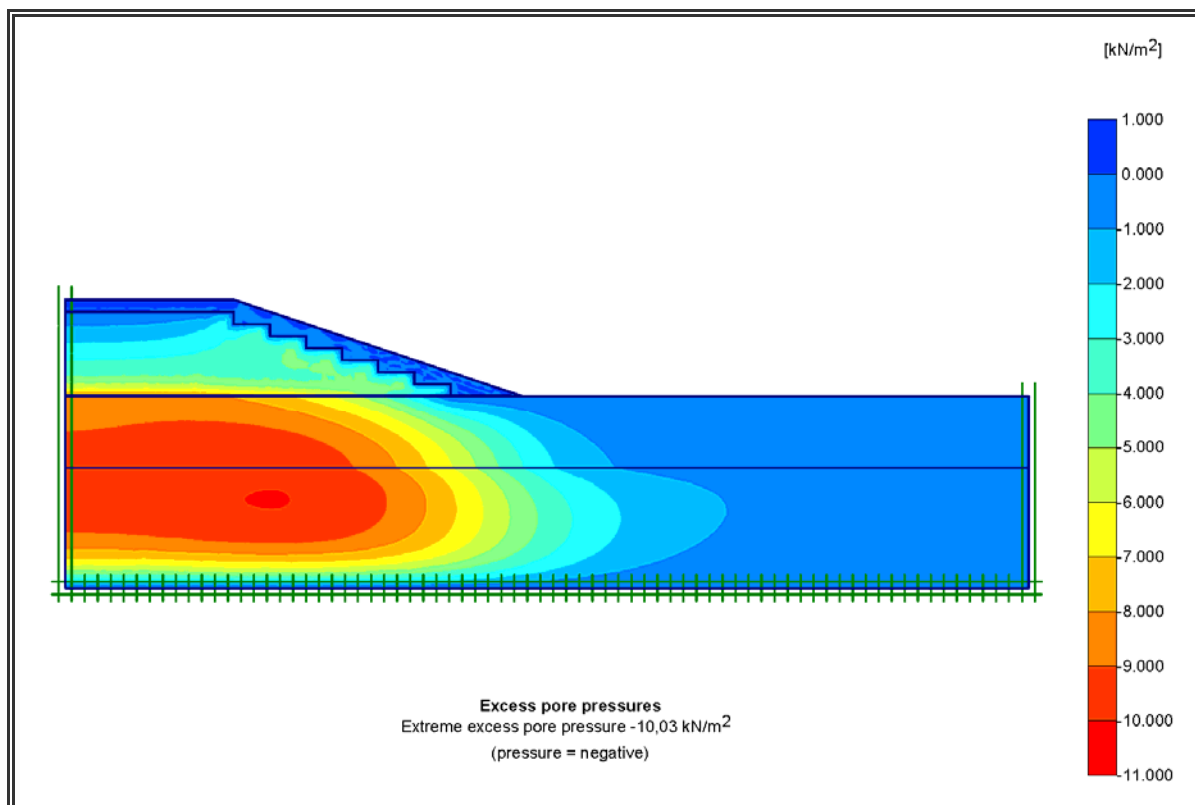


Figura 9.15. Incremento de la presión intersticial en la fase III. Terraplén T1EPS.

Confirmando lo que decíamos en los párrafos anteriores, observamos en los dos gráficos precedentes, como la presión intersticial aumenta más en el eje del perfil en el caso T1G, mientras que en el terraplén T1EPS, esto sucede aproximadamente a un cuarto del ancho (zonas de rojo más intenso en los gráficos); debido a acciones superiores en esta zona por la geometría escalonada de los bloques de EPS. Prácticamente se ha pasado de una distribución de cargas uniforme – triangular, a una sensiblemente uniforme, pero algo mayor en los extremos del terraplén. Se observa, así mismo, un aumento de las presiones muy inferior en el caso T1EPS, pasando de 25,68 en la primera situación a los 10,03 kN/m<sup>2</sup>.<sup>1</sup>

Si consideramos los periodos de consolidación completos (contabilizados desde el principio de la ejecución), es de destacar la distinta evolución que se produce en ambas situaciones. Para que la presión intersticial remanente descienda por debajo de 1 kN/m<sup>2</sup>, en el primer caso (T1G) son necesarios 470 días aproximadamente, mientras que en el perfil tipo T1EPS esto sucedería alrededor de los 325 días (ver figuras 9.16 y 9.17); teniendo presente, que en el último periodo de consolidación se parte de valores bien distintos en ambos casos (25,68 frente a 10,03 kN/m<sup>2</sup>). Por otro lado, los valores finales obtenidos, hasta llegar prácticamente a disiparse la totalidad de la presión intersticial, arrojan estos resultados: en el T1G, al alcanzarse los 570 días,  $\Delta\mu = 0,388$  kN/m<sup>2</sup> y en el T1EPS, en ese mismo periodo,  $\Delta\mu = 0,325$  kN/m<sup>2</sup>; por lo que podríamos decir que en ese tiempo se habría estabilizado el terreno en ambos casos.

<sup>1</sup> Se ha partido de la hipótesis de que el suelo es normalmente consolidado.



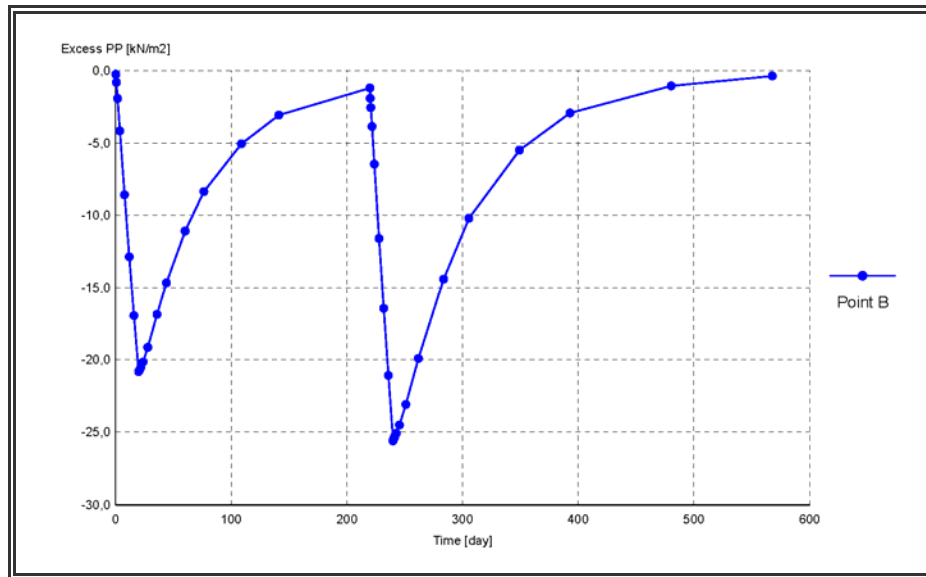


Figura 9.16. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T1G.

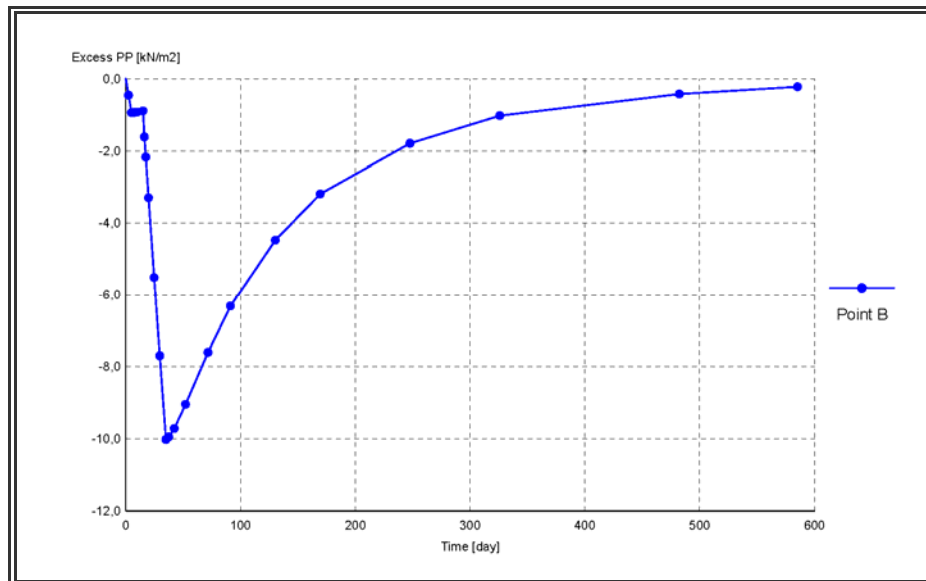


Figura 9.17. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T1EPS.

Si pensamos en una posible alternativa que incluya en la base del terraplén una capa de 50 cm. de material granular (figura 9.18), de forma que aporte una mayor permeabilidad a la misma, la presión intersticial remanente baja de  $1 \text{ kN/m}^2$  a partir de los 390 días y al cumplirse los 570 días tendríamos un valor de  $\Delta\mu = 0,313 \text{ kN/m}^2$  (véase la figura 9.19). Para esta alternativa el asiento máximo final alcanzado es de 94 mm.

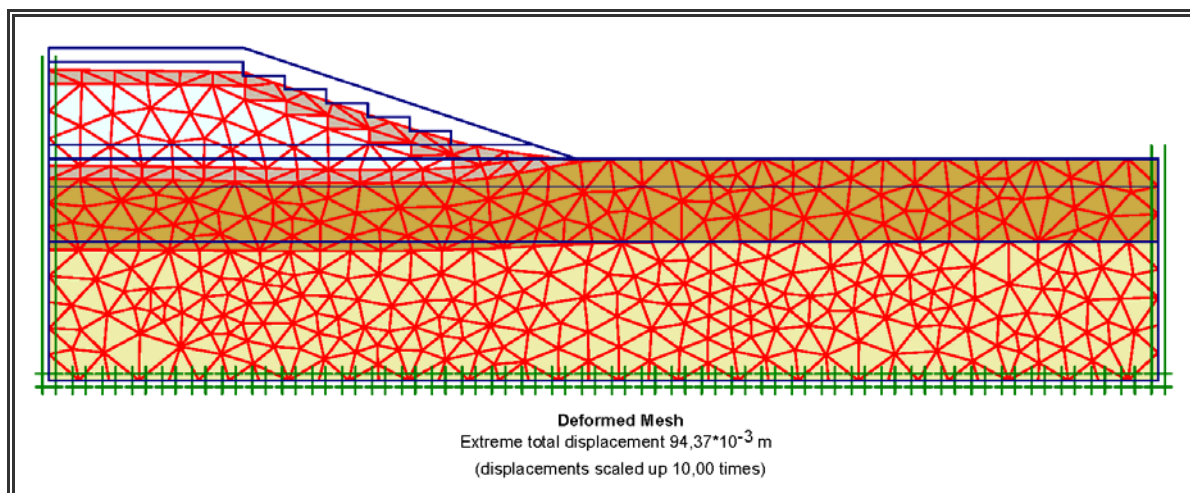


Figura 9.18. Deformada de la alternativa que contempla 50 cm. de relleno granular en la base del terraplén.  
Desplazamiento máximo 94 mm.

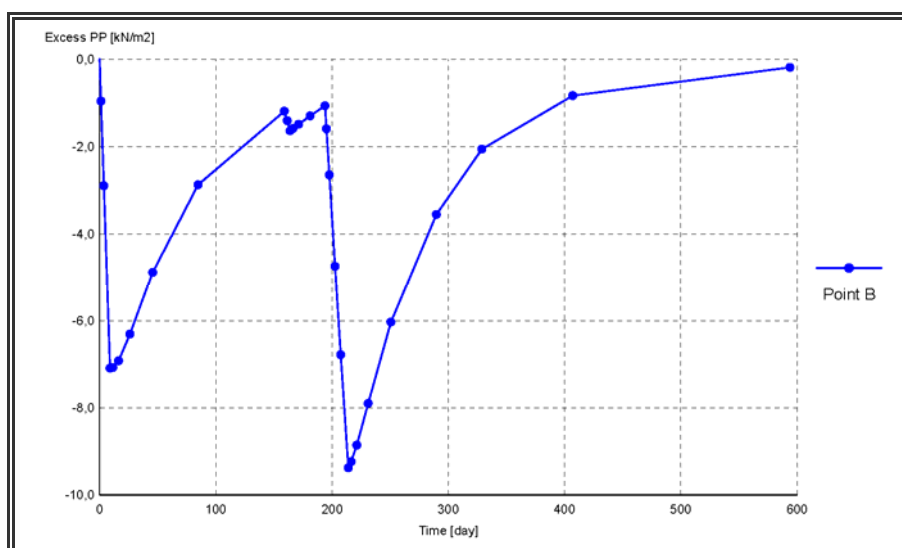


Figura 9.19. Evolución de la presión intersticial.  
Alternativa con una capa de 50 cm iniciales de relleno granular.

Siguiendo lo expuesto en el apartado 9.1, pasamos a continuación a analizar las dos siguientes situaciones (terraplén tipo 2), en las que el primer nivel de suelo es ahora una arena limosa (sus características se describieron en el apartado 9.2) con una potencia de 5 m, situándose el nivel freático en esta ocasión a -5,0 m.

Al hilo de lo dicho para el terraplén tipo 1, de nuevo se da aquí la circunstancia de que el terraplén asienta más por el centro en el T2G y más por el extremo en el caso de relleno con bloques de EPS (el denominado T2EPS), tal como podemos apreciar en las dos figuras siguientes (20 y 21).



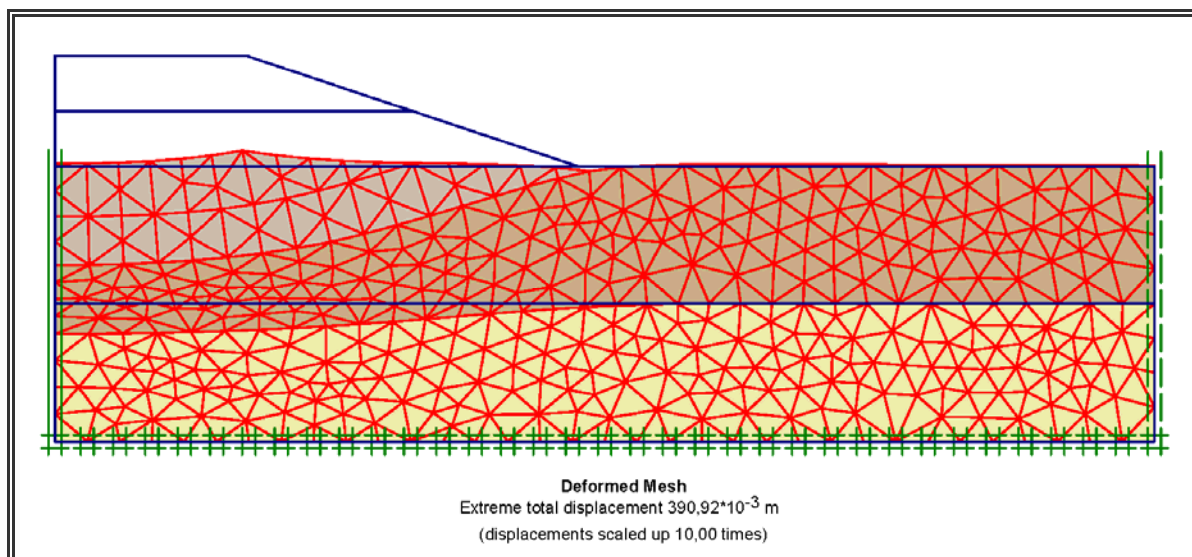


Figura 9.20. Deformada T2G (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 391 mm.

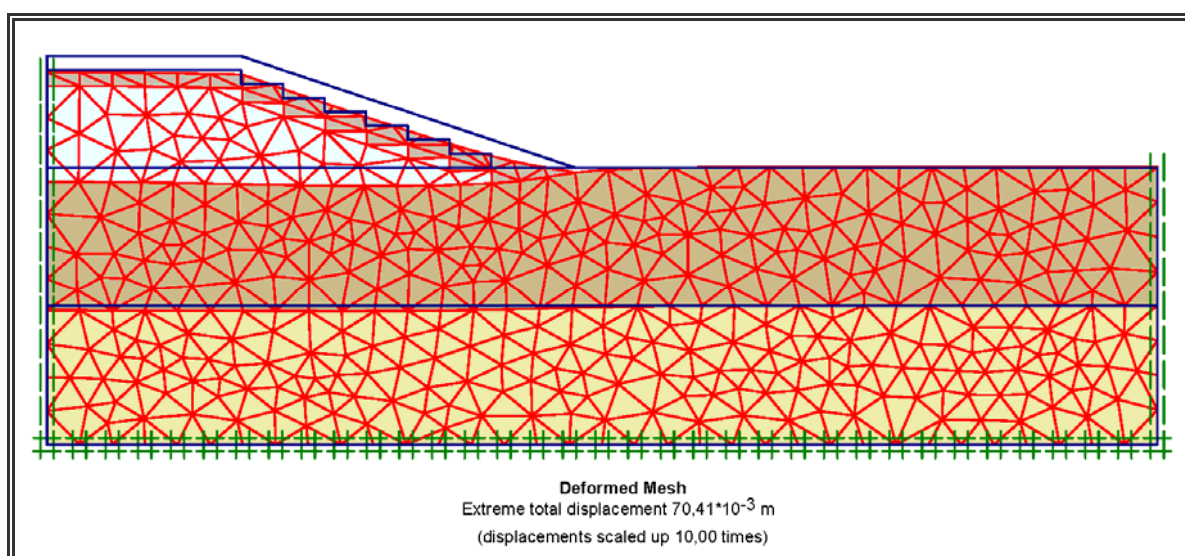


Figura 9.21. Deformada T2EPS (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 70 mm

	DESPLAZAMIENTOS		
	Desplazamientos máximos (mm.)	Asiento en el centro de la explanada (mm.)	Asiento en los extremos de la explanada (mm.).
T2G	391	391	344
T2EPS	70	58	67

Tabla 9.4. Datos comparativos de desplazamientos en las situaciones T2G y T2EPS

También aquí recogemos a continuación los resultados comparativos por fases.

	DESPLAZAMIENTOS TOTALES MÁXIMOS en mm.			
	Fase I	Fase II	Fase III	Fase IV
T2G	158	185	369	391
T2EPS	5	6	57	70

Tabla 9.5. Datos comparativos de desplazamientos por fases constructivas en las situaciones T2G y T2EPS.

Independientemente de que aquí las deformaciones sean ligeramente superiores, dadas las nuevas características y el haber aumentado el espesor del nivel superior en dos metros, es también claro el descenso tan importante que sufren los asientos al emplearse EPS en el terraplén. Además se confirma el distinto comportamiento del terreno en cuanto a los asientos instantáneos y diferidos: mientras que para el perfil T1 las proporciones de los asientos se encontraban entorno al 65% para los instantáneos y alrededor del 35% para los diferidos, ahora hemos pasado a uno valores aproximados del 87 y 13% respectivamente. Si además comparamos la evolución de las presiones intersticiales entre los casos T1G y T2G se confirma que aparte de reducirse la presión por debajo de  $1 \text{ kN/m}^2$  en esta segunda situación algo más rápidamente (440 días), la disipación de presión es en el tramo inicial de la última fase más rápida, sufriendo una ligera desaceleración en el tramo final (transcurridos 300 días, tendríamos  $\Delta\mu = 11,86 \text{ kN/m}^2$  en T1G contra los 5,08 para T2G)

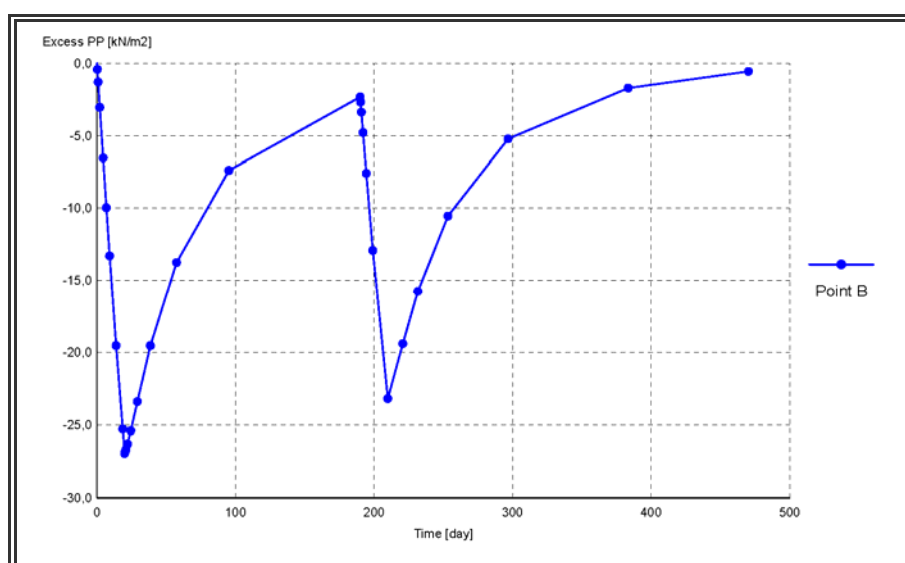


Figura 9.22. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T2G.

Frente a esta evolución para el tipo T2G, nos encontramos en el T2EPS (figura 9.23) un efecto similar a lo que sucedía con los tipos T1, siendo la consolidación mucho más rápida; descendiendo el valor de  $\Delta\mu$  por debajo de  $1 \text{ kN/m}^2$  a los 185 días, por lo estaríamos situándonos por debajo de la mitad de tiempo transcurrido. Es claro, que aún cuando el trazado de la gráfica de la figura 9.23 es similar al del caso T1EPS, la disipación aquí sería proporcionalmente más rápida.

Aportamos en la tabla 9.6 los coeficientes de seguridad al final de cada una de las fases de ejecución, además del coeficiente de seguridad en la fase final, de igual forma que hicimos para los terraplenes tipo T1. Si estos resultados los comparamos con los del T1,

podemos afirmar, que en el caso de emplearse bloques de EPS nos mantenemos prácticamente en los mismos valores, pero en el caso T2G estos coeficientes han aumentado ligeramente, hecho éste, que únicamente es achacable a encontrarnos aquí con un terreno en el nivel 1 más asimilable a granular que a cohesivo. En cuanto al mecanismo de rotura del terreno en todos los casos estudiados hasta este momento es similar, con las lógicas diferencias entre los subtipos T1G y T2G en comparación con los T1 y T2 EPS, en los que la cantidad de material granular aportado es muy inferior a los dos anteriores, y por tanto, el volumen de terreno susceptible de deslizarse es también menor (hacemos aquí referencia nuevamente a la figura 9.13).

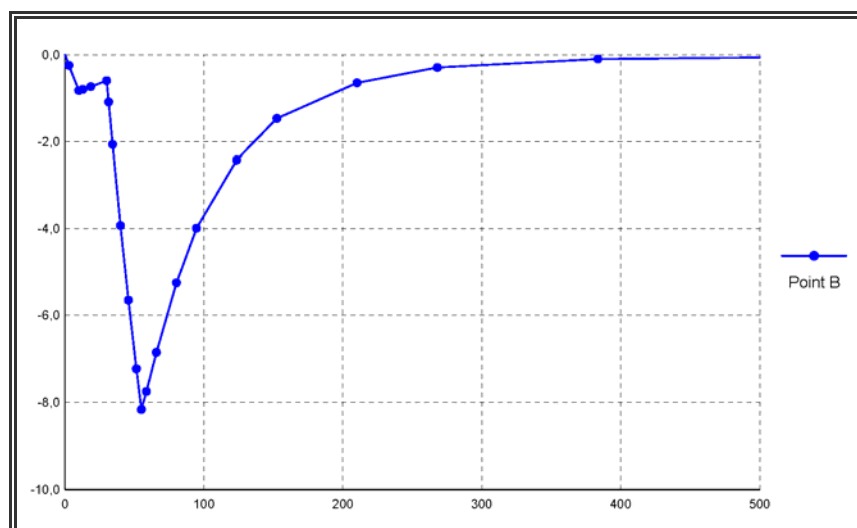


Figura 9.23. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T2EPS.

	COEFICIENTES DE SEGURIDAD		
	Fase I	Fase III	Fase IV
T2G	2,11	1,90	2,10
T2EPS	-----	2,25	2,26

Tabla 9.6. Coeficientes de seguridad por fases en los modelos T2G y T2EPS.

Pasamos por último a examinar los dos últimos casos planteados en los que, como ya se explicó anteriormente, la situación planteada es ahora la de un terraplén sobre un terreno con ligera pendiente.

Esta situación nos plantea algunas cuestiones distintas a los casos anteriormente estudiados, dado que aquí el volumen ocupado por el material de aporte al relleno es inferior al de los anteriores, además, como es claro, de suponer acciones variables a lo ancho del perfil, por la propia pendiente del terreno base.

Tal como reflejan las dos figuras siguientes, el asiento máximo se encontrará siempre en el lateral de la explanada más alejado del terreno de apoyo, reduciéndose en los modelos planteados en algo más de la mitad entre el T3G y T3EPS; pero además de esto, creemos interesante destacar que la distorsión que se produce entre los dos extremos de la explanada, pasaría de 60 a 24 mm; cuestión ésta, que entendemos deberá ser tenida siempre

presente a la hora de diseñar el material de aporte para el terraplén, pudiéndose en cualquier caso ser corregida variando la geometría de las distintas capas del mismo.

Confirmando lo dicho en el anterior párrafo, podemos ver en las representaciones de presiones efectivas que aparecen más abajo (figuras 9.26 y 9.27) como las presiones máximas se desplazan hacia el extremo interior de la explanada al emplearse EPS en el terraplén, poniéndose de manifiesto la menor distorsión con esta segunda opción.

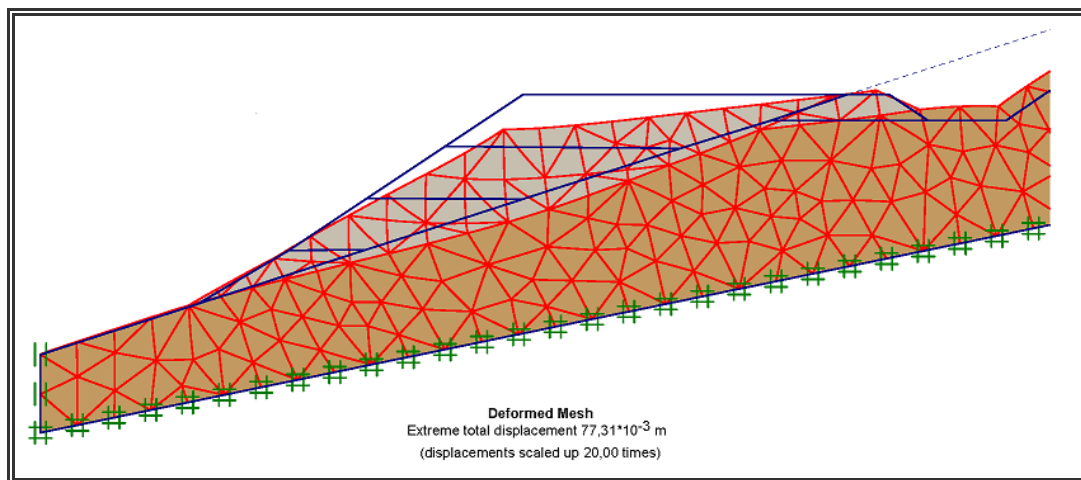


Figura 9.24. Deformada T3G (aumentada 20 veces). Desplazamiento máximo 77 mm

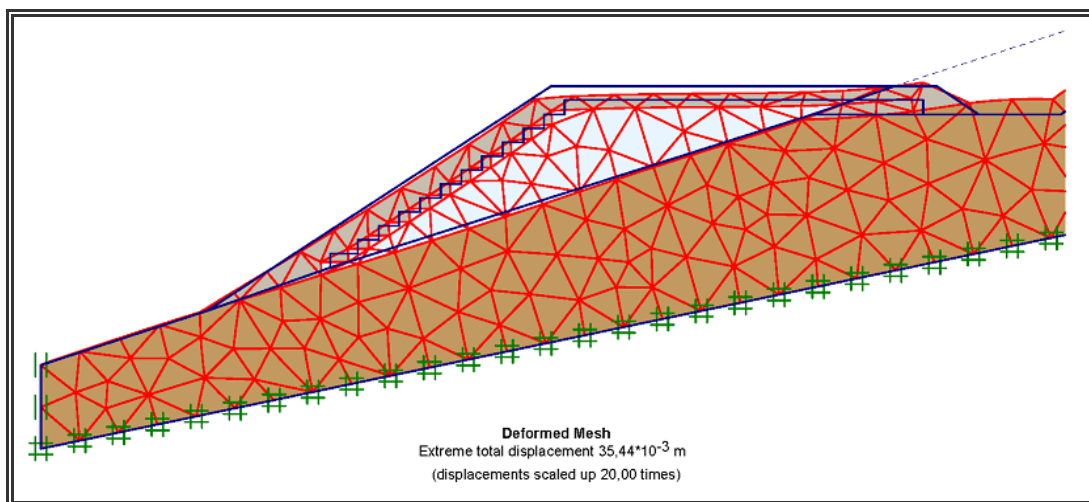


Figura 9.25. Deformada T3EPS (aumentada 20 veces). Desplazamiento máximo 35 mm.

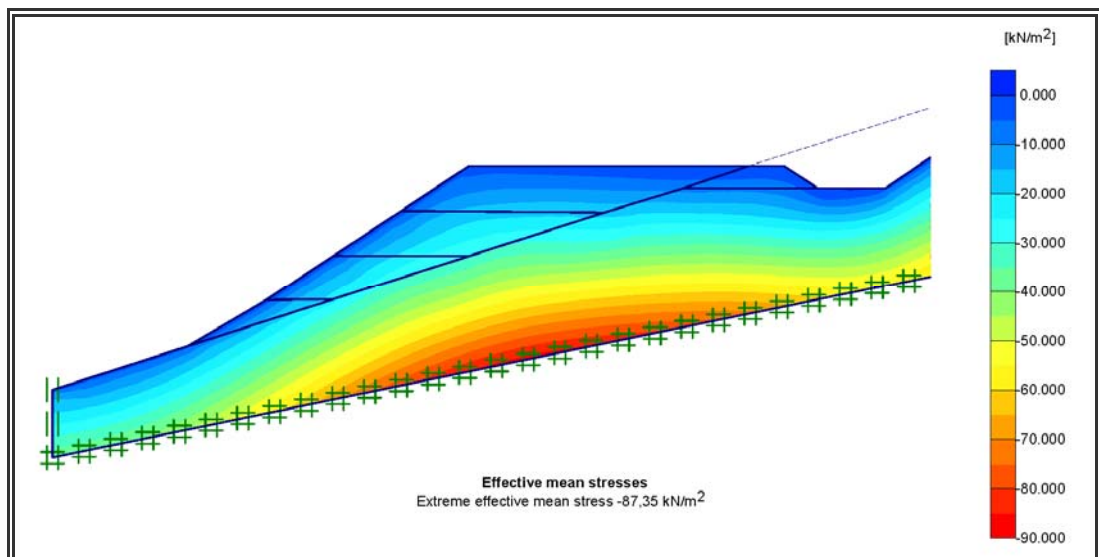


Figura 9.26. Distribución de presiones efectivas en el perfil T3G.

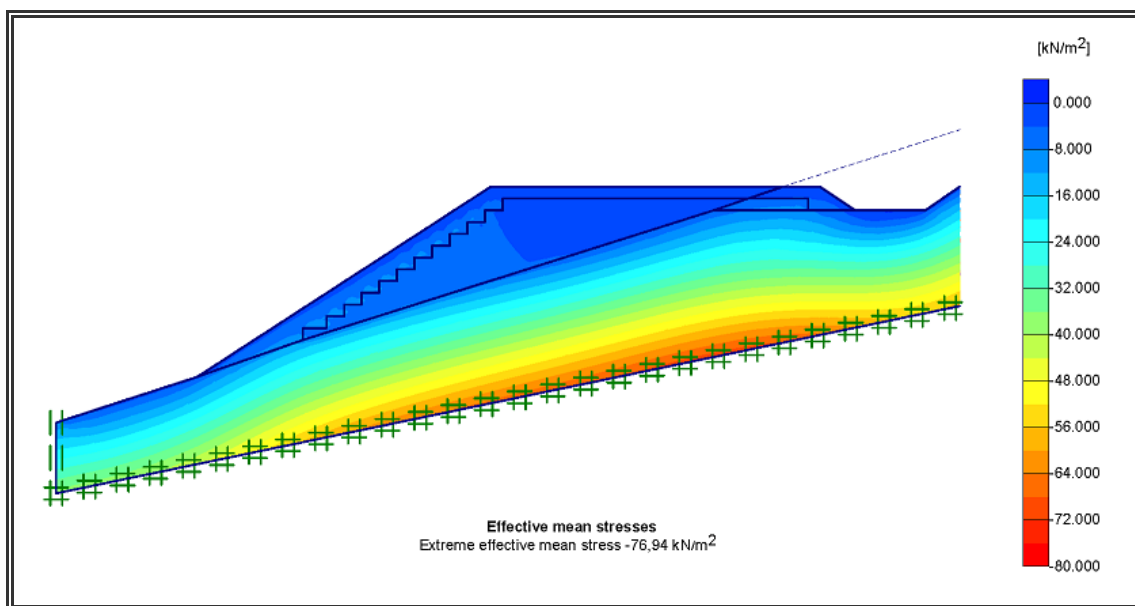


Figura 9.27. Distribución de presiones efectivas. Terraplén T3EPS.



## CAPÍTULO 10.

### MURO DE CONTENCIÓN CON RELLENO ALIGERADO MEDIANTE BLOQUES DE POREXPÁN EN EL TRASDÓS.

Esta segunda aplicación del EPS consiste en sustituir en el trasdós de un muro, parte del suelo por un “relleno artificial” consistente en bloque de EPS de alta densidad; con ello se pretende disminuir de forma importante la presión que el terreno ejerce sobre el muro, con lo que se podría obtener un importante ahorro económico, así como poder diseñar muros más esbeltos. En un principio pensamos que básicamente el ahorro se obtendrá en el alzado del muro, y en menor grado en su cimentación.

Aun cuando son escasos los estudios realizados sobre el comportamiento del EPS como material de relleno en el trasdós de muros [Horvath, J., 1998], parece que su empleo presenta, en principio, ciertas ventajas al reducirse los empujes.

Para analizar estas soluciones se van a realizar unos cálculos iniciales con el programa de elementos finitos SAP2000, y posteriormente los resultados obtenidos se compararán con los determinados mediante la teoría de Coulomb.

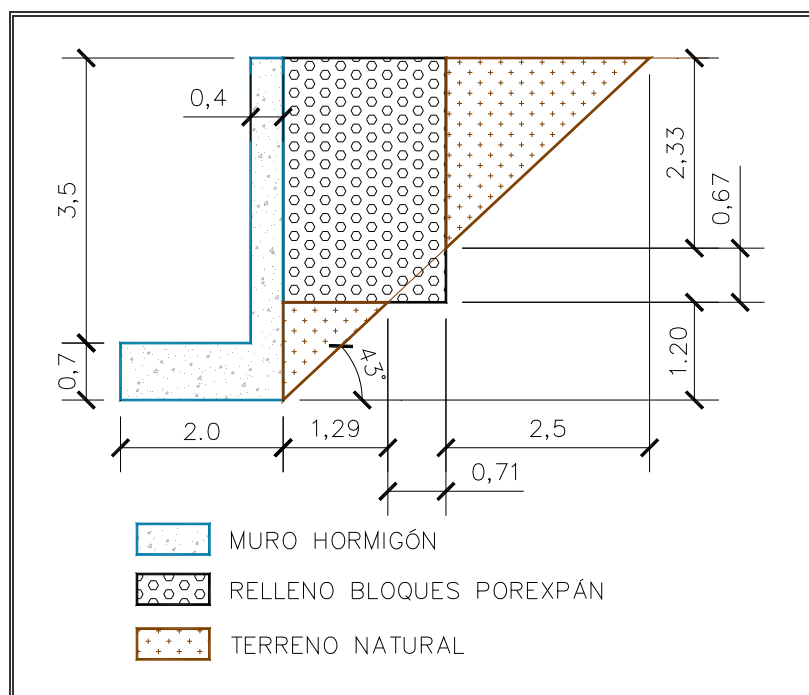


Figura 10.1. Esquema de relleno para el muro en ménsula.

El caso estudiado se representa en la figura siguiente: un muro de 3,50 m. de alzado y cimentación de 0,70 de canto, con lo que tenemos una altura total de 4,20 m. El espesor del muro es de 40 cm. y la base de la zapata sería de 2,0 m. de ancho, tratándose por tanto de un esquema muy habitual en este tipo de elementos de contención. Se han sustituido dos

metros de ancho del terreno por bloques de EPS, llegando el relleno artificial a los 3 m. de profundidad.<sup>2</sup>

Las características de los materiales empleados es la siguiente:

HORMIGÓN	HA-25
Módulo de deformación longitudinal	E= 25.000 MPa
Coefficiente de Poisson	$\nu= 0,2$
Peso específico	$\gamma= 24 \text{ kN/m}^3$

POLIESTIRENO EXPANDIDO	
Módulo de elasticidad	E= 6 MPa
Coefficiente de Poisson	$\nu= 0,1$
Peso específico	$\gamma= 0,3 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento porexpán-muro	$\delta= 5^\circ$

TERRENO NATURAL	
Módulo de elasticidad	E= 10 MPa
Coefficiente de Poisson	$\nu= 0,28$
Peso específico aparente	$\gamma= 18 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi= 30^\circ$
Ángulo de rozamiento terreno-muro	$\delta= 20^\circ$

Con esta geometría las presiones se obtienen de la forma siguiente:

$$\text{Empuje horizontal} \quad E_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda_h$$

$$\text{Empuje vertical} \quad E_v = \gamma \cdot z \cdot \lambda_v$$

donde  $\gamma$  es el peso específico de cada material

$z$  es la profundidad

$\lambda$  es el coeficiente de empuje activo

siendo los resultados para cada uno los que se recogen en la siguiente tabla:

Material	$z$ (m)	$\lambda_h$	$\lambda_v$	Resultante $E_h$ (kN)	Resultante $E_v$ (kN)
Porexpán	3,00	0,32	0,03	0,43	0,04
Terreno superior	2,33	0,28	0,10	13,53	4,75
Terreno inferior	1,20	0,28	0,10	3,53	1,26

Tabla 10.1. Coeficientes de empuje y resultante de empujes.

<sup>2</sup> El ángulo de  $43^\circ$  para la línea de rotura es el que se ha obtenido posteriormente mediante el tanteo con el método de Coulomb



Para analizar esta solución hemos empleado el programa de elementos finitos SAP 2000 (versión 14), en el que se han utilizado elementos tipo shell de cuatro nodos y 1 m. de espesor. El esquema de la modelización se puede ver en la siguiente figura.

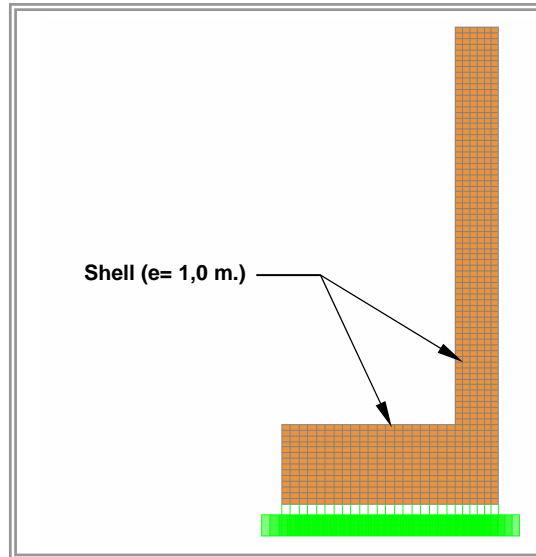


Figura 10.2. Mallado con el programa SAP.

El momento máximo obtenido en la base del alzado del muro es de 26,38 kN·m por el método de Coulomb, mientras que el que nos da como resultado el MEF con programa SAP2000 es de 25,87 kN·m; sin embargo, tal como se observa en la siguiente figura, en este último caso el momento máximo aparece localizado a unos 10 cm por encima del empotramiento del alzado en la cimentación. En función de las características del EPS, se ha determinado que la deformación máxima (acortamiento) sufrida por el porexpán es de unos 0,03 mm.

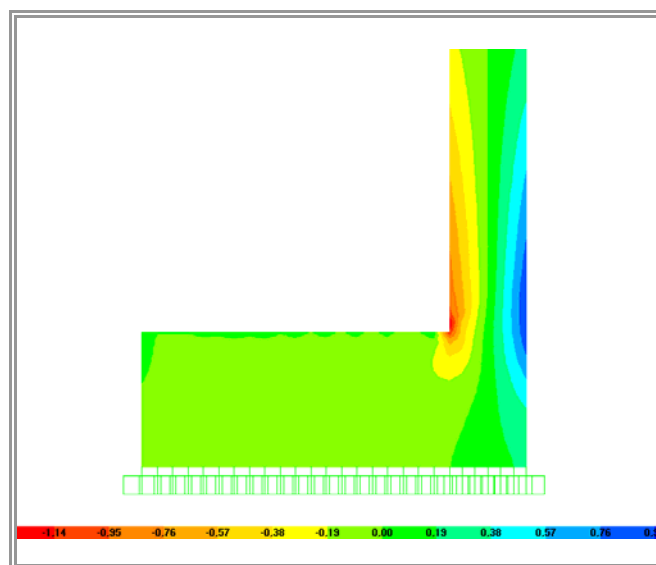


Figura 10.3. Tensiones normales  $\sigma_{22}$

Si comparamos los valores de empujes totales que se obtendrían con la aportación del relleno de porexpán (17,26 kN/m.l.), frente a los que resultarían de aplicar el empuje del terreno natural completo (43,22 kN/m.l.), supone una reducción de un 60% en las cuantías de empujes. Como es lógico el porcentaje irá disminuyendo conforme la profundidad del muro vaya aumentando, dado que el volumen de porexpán difícilmente se podrá hacer de dimensiones mucho mayores a las del ejemplo estudiado, salvo que se diseñen métodos provisionales de contención. Una posible alternativa sería realizar una excavación escalonada colocando de igual manera los bloques de EPS, tal como se recoge en la figura 10.5. Una alternativa similar a ésta se planteará en el siguiente capítulo, en el que se abordará el análisis de un muro con un alzado de mayor altura.

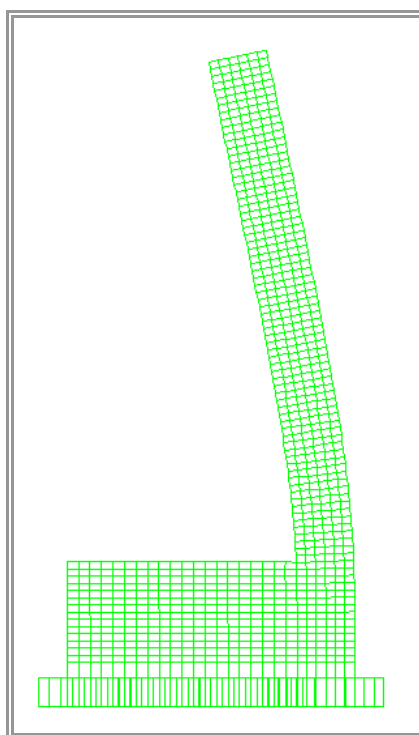


Figura 10.4. Deformada  
(desplazamiento max. en coronación 0,8 mm)

Como medida de precaución, siguiendo lo indicado en el capítulo 2 en cuanto a durabilidad, sería conveniente, además de contemplar la incorporación de un sistema de evacuación de aguas, incluir un sistema de drenaje en la zona inferior a los bloques de EPS con el fin de evitar el contacto del agua con este material.

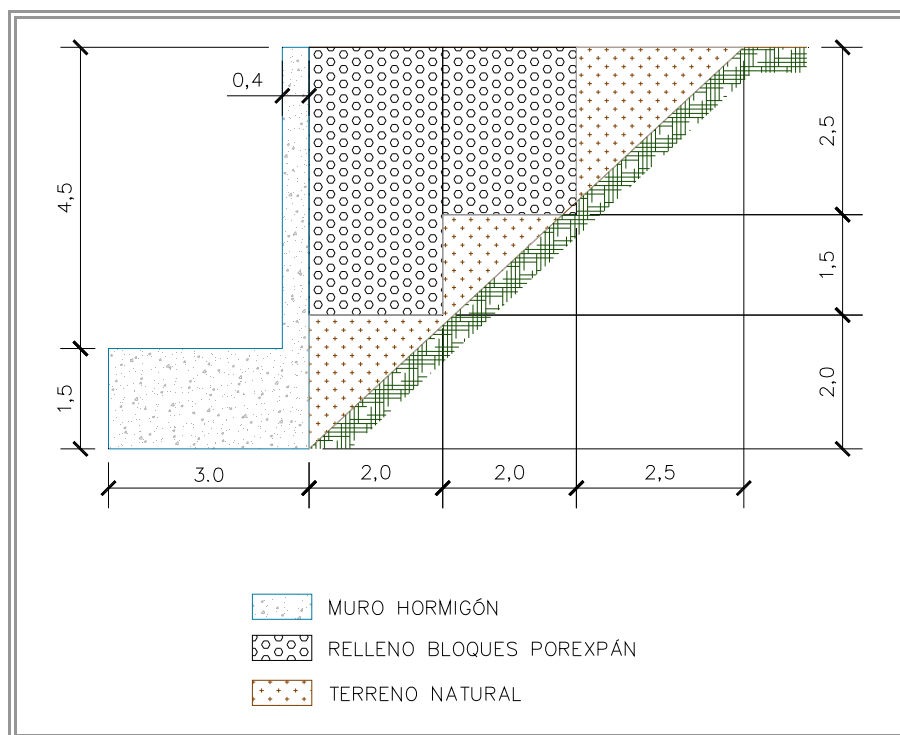


Figura 10.5. Esquema alternativo para los bloques de EPS.



## CAPÍTULO 11.

### MURO DE CONTENCIÓN CON BANDEJA Y RELLENO ALIGERADO MEDIANTE BLOQUES DE POREXPÁN EN EL TRASDÓS.

#### 11.1. INTRODUCCIÓN.

Como tercera aplicación del EPS se ha estudiado un muro de mayor altura que el anterior y con una bandeja intermedia. La idea es sustituir en el trasdós del muro parte del suelo por un “relleno artificial” consistente en bloques de EPS de alta densidad; con ello se pretende disminuir de forma importante la presión que el terreno ejerce sobre el muro, con lo que se podría obtener un importante ahorro económico; así mismo se analizará la posibilidad de realizar el muro con un alzado de menor espesor. Al igual que en el caso estudiado en el capítulo anterior, pensamos que básicamente el ahorro se obtendrá en el alzado del muro, y en menor grado en su cimentación.

Esta propuesta corresponde a un caso real para un muro de contención en las murallas del castillo de Utrera (Sevilla). La intervención iría dirigida a la conservación de la muralla de dicho castillo y a resolver los problemas de estabilidad del talud límite del patio de armas del propio castillo en la zona en la que se ubican los lienzos de muralla entre las torres Oeste y Noroeste y torres Noroeste y Norte respectivamente.



Figura 11.1. Perfil junto a la torre norte.



Figura 11.2. Planta en la que se representa la zona de intervención.  
(Lima, M., 2010)

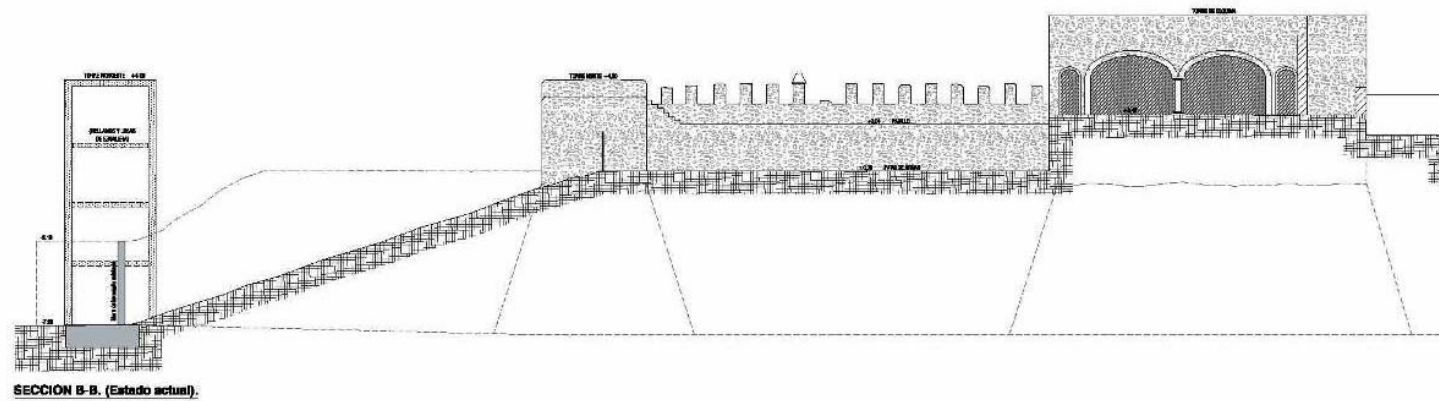


Figura 11.3. Sección transversal del talud entre las torres Oeste y Noroeste. Estado actual.  
(Lima, M., 2010)

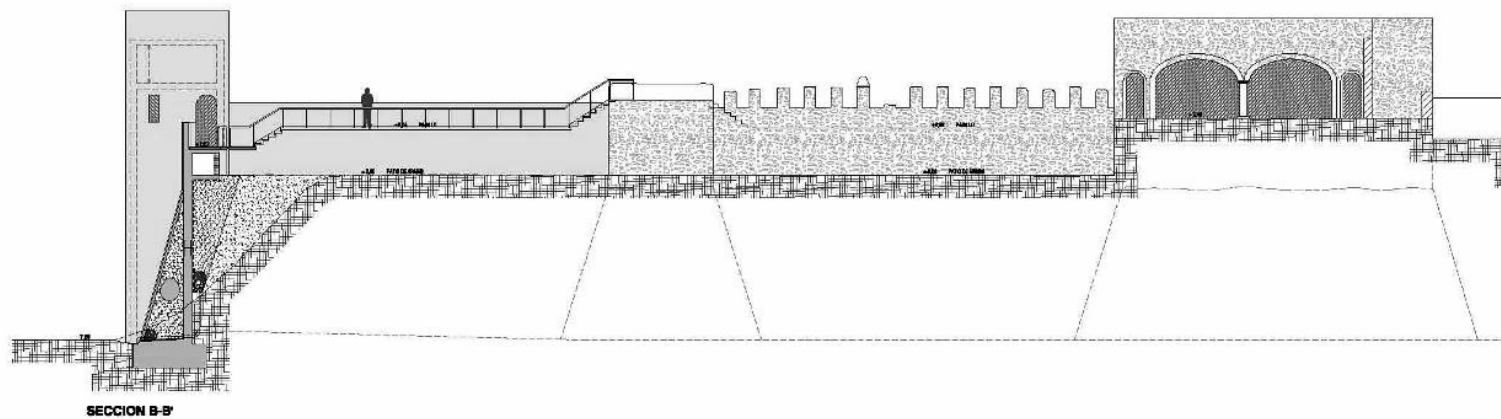


Figura 11.4. Sección transversal del talud entre las torres Oeste y Noroeste. Estado modificado.  
(Lima, M., 2010)

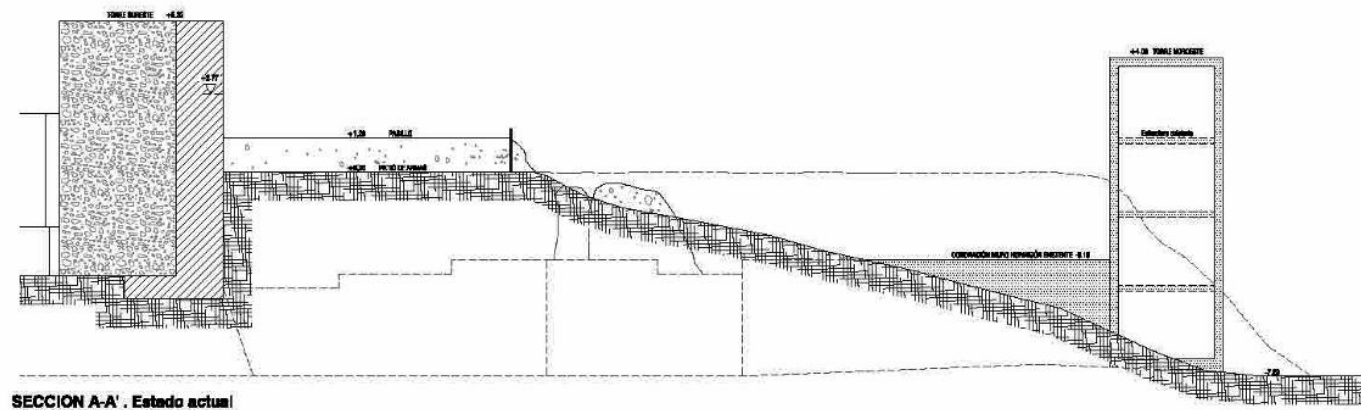


Figura 11.5. Sección transversal del talud entre las torres Noroeste y Norte. Estado actual.  
(Lima, M., 2010)

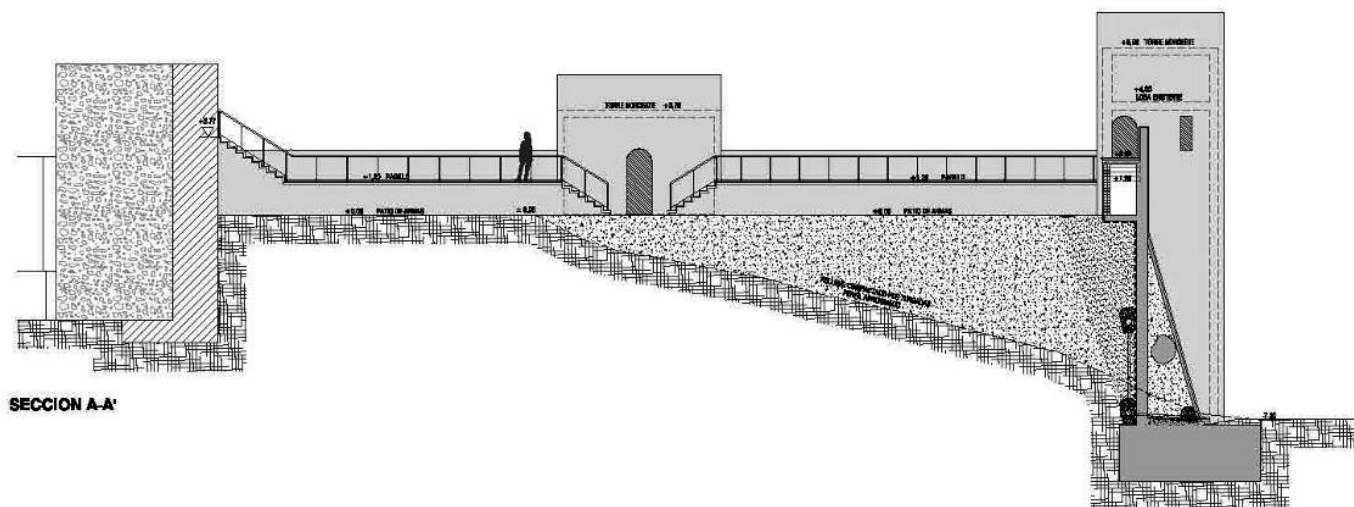


Figura 11.6. Sección transversal del talud entre las torres Noroeste y Norte. Estado modificado.  
(Lima, M., 2010)



Como datos de partida se ha consultado la siguiente documentación:

- Proyecto básico y de ejecución de la conservación de la muralla del castillo de Utrera, redactado por el arquitecto D. Manuel Lima González.
- Estudio Geotécnico de la obra para el Nuevo mirador en la torre homenaje del castillo de Utrera, en la localidad de Utrera, consistente en la realización de 2 sondeos a rotación y dos ensayos de penetración dinámica tipo Borros.

El talud objeto de este trabajo se encuentra situado entre las torres Oeste y Noroeste y Noroeste y Norte, tal como se refleja en la figura 11.2.

## 11.2. SOLUCIONES PROPUESTAS.

Los dos perfiles considerados son los representados en las siguientes figuras:

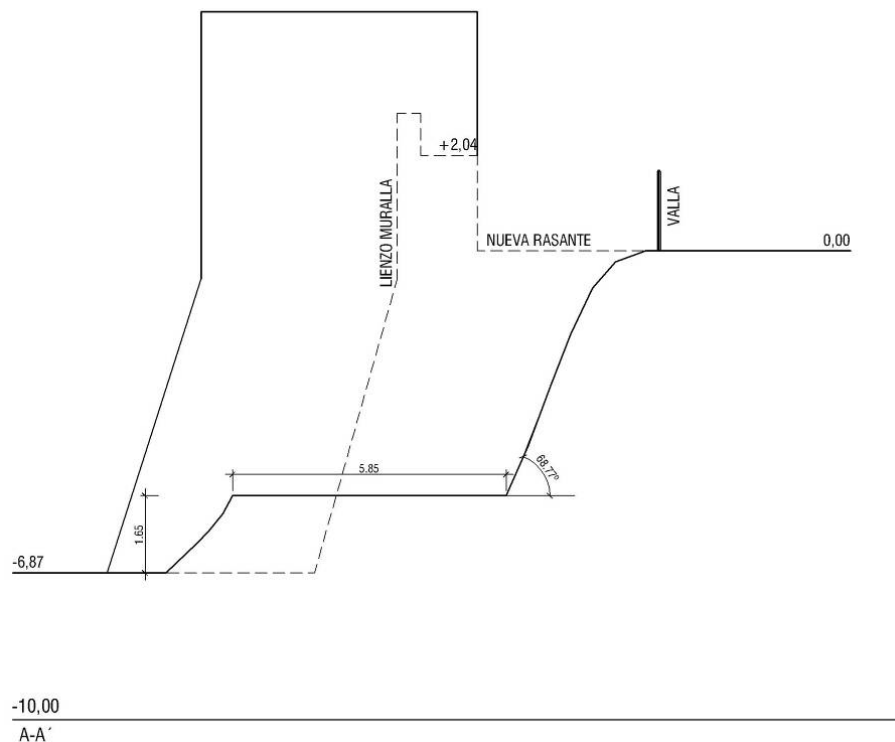


Figura 11.7. Sección transversal del talud entre las torres Norte y Noroeste. Estado modificado.  
(Lima, M., 2010)

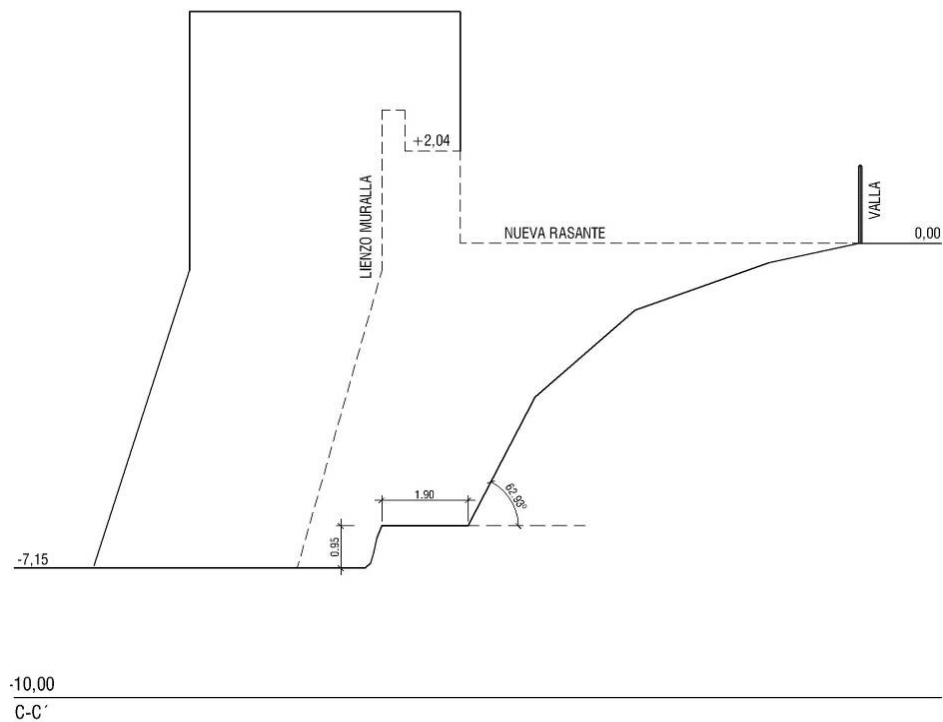


Figura 11.8. Sección transversal del talud entre las torres Norte y Noroeste. Estado modificado. (Lima, M., 2010)

Como respuesta a estos dos perfiles, se han dado las siguientes soluciones:

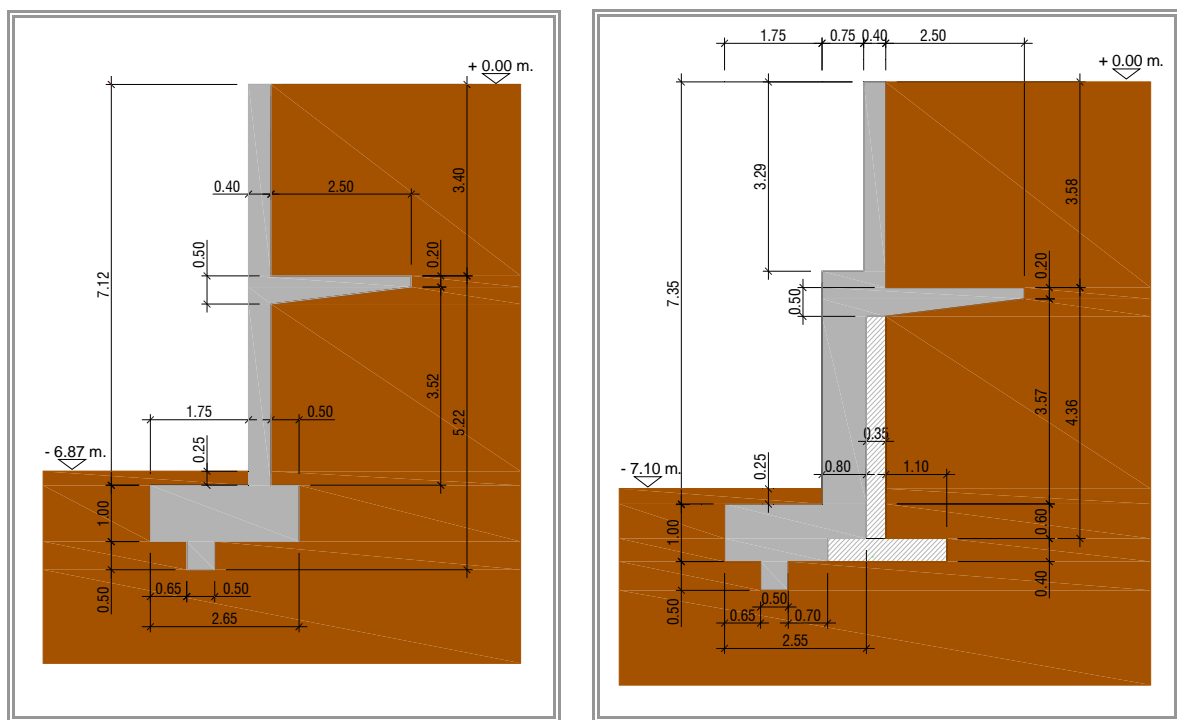


Figura 11.9. Solución 1. Muro de nueva construcción. Figura 11.10. Muro Solución 2. Adosado al preexistente

Para la primera de las soluciones se han analizados diversas alternativas: colocando los bloques de porexpán por encima de la bandeja y en dos posiciones distintas; situándolos por debajo de la propia bandeja y como última posibilidad, se podría eliminar la bandeja, ampliando el volumen ocupado por los bloques de porexpán. Estas alternativas son las que se presentan en las imágenes que aparecen a continuación.

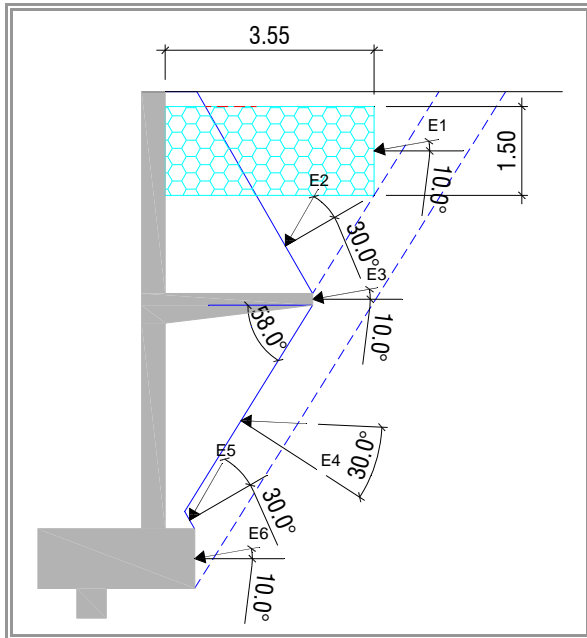


Figura 11.11. Solución 1.a. Porexpan sobre bandeja.

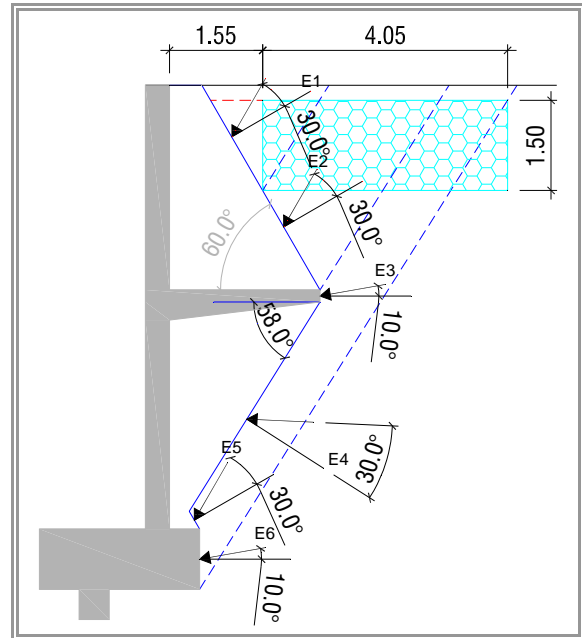


Figura 11.12. Solución 1.b. Porexpan sobre bandeja.

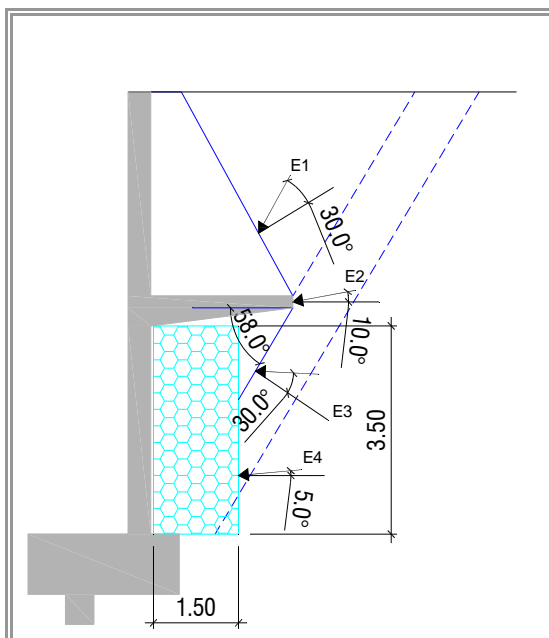


Figura 11.13. Solución 1.c. Porexpan bajo la bandeja.

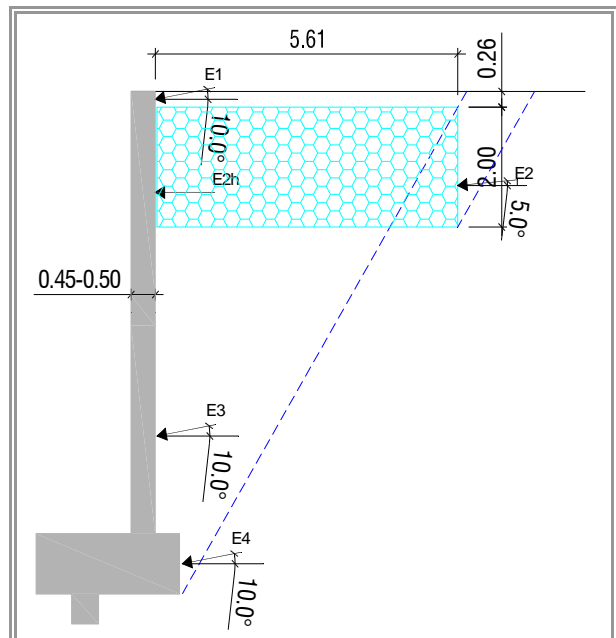


Figura 11.14. Solución 1.d. Muro sin bandeja.

Como última alternativa, dentro de la primera opción, se plantea una solución del tipo escalonado, en bloques de unos 50 cm., de forma que se ocupase toda la cuña de

deslizamiento situada en la zona superior de la bandeja, pero sin perder el efecto favorable de las tierras situadas sobre ésta, de forma similar a la recogida en la siguiente figura.

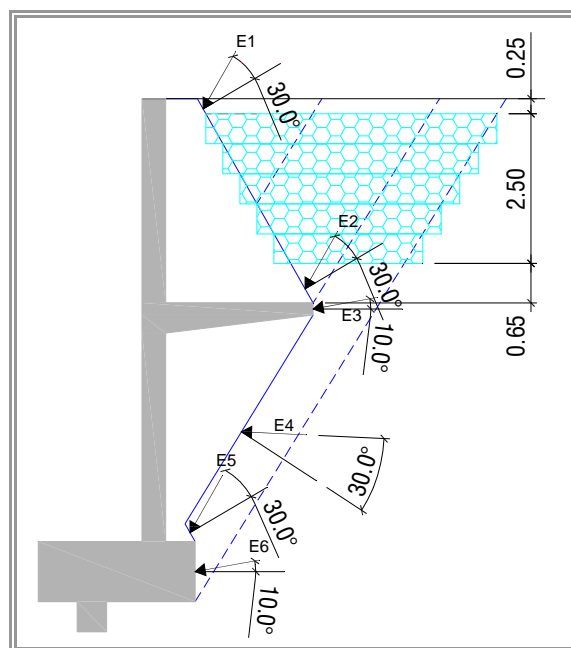


Figura 11.15. Solución 1.e. Porexpan sobre bandeja de forma escalonada.

Entendemos que esta alternativa no se podría plantear en el caso del muro sin bandeja, ya que para reducir de forma significativa el empuje del terreno se debería llegar a mayor profundidad con los bloques de porexpán, y no sería viable económicamente. En cualquier caso, esta solución ya se apuntó en el capítulo anterior, en el caso de un muro en ménsula, pero de menores dimensiones.

Para la segunda solución se han analizados otra serie de alternativas: colocando los bloques de porexpán por encima de la bandeja pero únicamente en la zona ocupada por la cuña de deslizamiento, opción ésta, que se ha comprobado como más adecuada que en el caso anterior; y como última posibilidad se podría eliminar la bandeja, ampliando el volumen ocupado por los bloques de porexpán, al igual que se hizo para la solución 1. No se ha estudiado aquí la alternativa de colocar los bloques por debajo de la bandeja, en tanto que ésta se ha confirmado ya que no es adecuada en la solución 1. Estas alternativas son las que se reflejan en las figuras 11.16 y 11.17.

### 11.3. CÁLCULO DE LOS MUROS.

Vamos a hacer el cálculo comparativo, siguiendo por un lado el método propuesto por Calavera<sup>1</sup>[2010], y por otro con el programa de elementos finitos SAP2000, básicamente con el fin de estudiar el comportamiento estructural de las distintas opciones. Así mismo, se empleará el programa Plaxis 2D para analizarlas desde un punto de vista geotécnico.

<sup>1</sup> Cálculo de Muros de Contención y Muros de Sótano. Intemac. 2010.

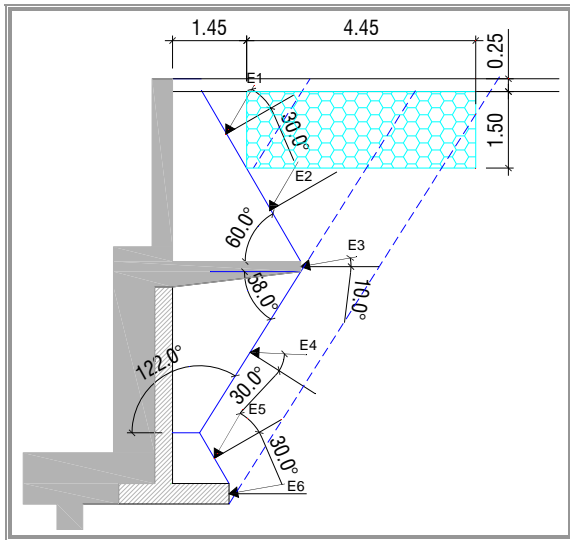


Figura 11.16. Solución 2.a. Porexán sobre bandeja.

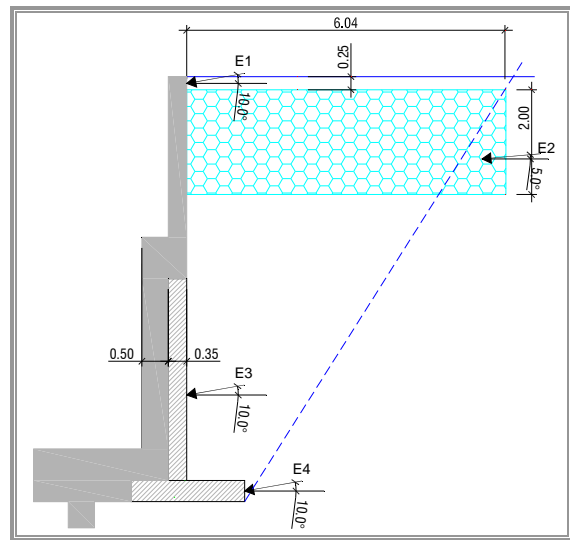


Figura 11.17. Solución 2.b. Muro sin bandeja.

Para el análisis en el programa de elementos finitos SAP 2000 (versión 14) se han utilizado elementos tipo shell de cuatro nodos y 1 m. de espesor; mientras que para realizar el modelo en el programa Plaxis (en su versión 2D) se han empleado elementos triangulares de seis nodos con tres grados de libertad por nodo; en ambos casos con las condiciones de tensión plana. El esquema de la modelización se puede ver en las figuras 11.18 y 11.19.

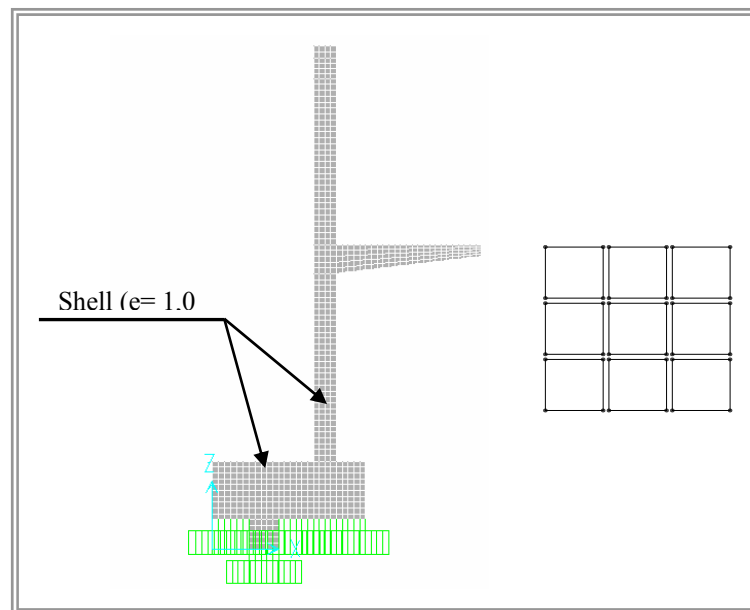


Figura 11.18. Esquema del mallado del muro con SAP 2000

En los cálculos efectuados mediante el programa Sap 2000 se han considerado las siguientes hipótesis de cálculo:

I. Acciones debidas al empuje del terreno.

II. Peso de la cuña de tierras situadas por encima de la bandeja (favorables frente al deslizamiento y parte superior del alzado del muro, pero desfavorables para el cálculo estructural de la bandeja de hormigón armado).

III. Sobrecarga uniforme de  $5 \text{ kN/m}^2$ .

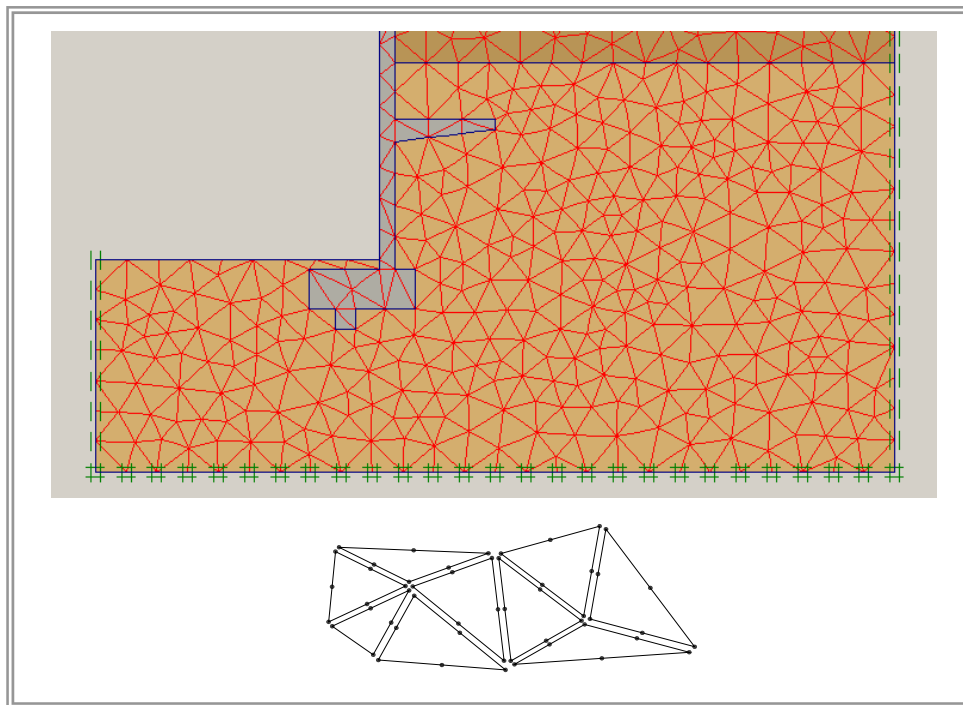


Figura 11.19. Modelo realizado en Plaxis.

En cuanto a las combinaciones se han tenido en cuenta las siguientes:

A= I

B= I + II

C= I + III

D= I + II + III

### 11.3.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EMPLEADOS.

#### HORMIGÓN

Módulo de deformación longitudinal

Coefficiente de Poisson

Peso específico

HA-25

$E = 25.000 \text{ MPa}$

$\nu = 0,2$

$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

#### POLIESTIRENO EXPANDIDO

Módulo de elasticidad

Coefficiente de Poisson

Peso específico

Ángulo de rozamiento porexpán-muro

$E = 6 \text{ MPa}$

$\nu = 0,1$

$\gamma = 0,3 \text{ kN/m}^3$

$\delta = 5^\circ$

RELLENO (2 m. de espesor)	
Módulo de elasticidad	$E = 5 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Peso específico	$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$
Ángulo de rozamiento terreno-muro	$\delta = 10^\circ$
Cohesión	$c = 0$

ARENAS LIMOSAS (8 m. de espesor)	
Módulo de elasticidad	$E = 15 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Peso específico	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$
Ángulo de rozamiento terreno-muro	$\delta = 10^\circ$
Cohesión	$c = 0$

Para el cálculo del plano de deslizamiento hemos empleado el método gráfico de Poncelet<sup>2</sup> reflejado en el esquema que sigue.

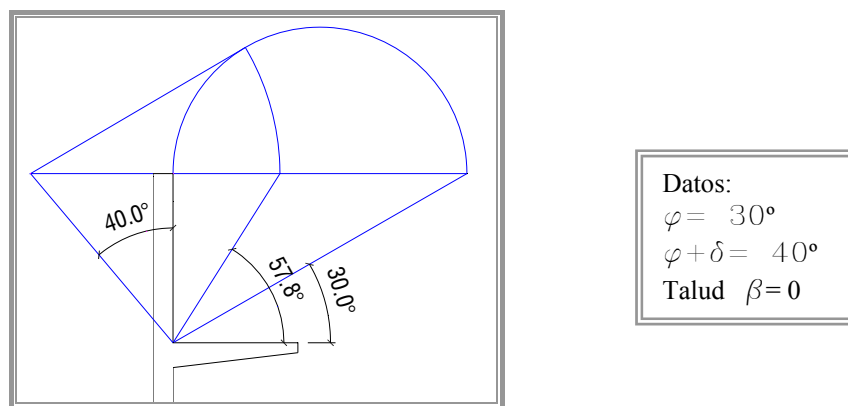


Figura 11.20. Gráfico de Poncelet para el cálculo del plano de deslizamiento. Ángulo  $\vartheta \approx 58^\circ$

### 11.3.2. CÁLCULO DEL MURO SOLUCIÓN 1.

En este caso, el esquema general de los empujes sería el siguiente<sup>3</sup>

Para los empujes E1 y E4, las presiones actúan a  $30^\circ$  con la normal al ángulo  $\vartheta' = 60^\circ$  determinado en la tabla de la figura 11.22 a partir de los ángulos  $\beta$  y  $\varphi$ . Los empujes E2 y E5 corresponderían a la ley de Coulomb, formando las presiones y el empuje un ángulo  $\delta$  (ángulo de rozamiento entre terreno y muro) con la normal al trasdós, mientras que en el empuje E3 las presiones forman con la normal al ángulo  $\vartheta$  determinado mediante el procedimiento de Poncelet (aproximadamente  $58^\circ$  en nuestro caso) un ángulo  $\varphi = 30^\circ$ .

<sup>2</sup> Geotécnica y Cimientos II. (J.A. Jiménez Salas; J. L. de Justo Alpañes). Muros de Contención y Muros de Sótano. (J. Calavera).

<sup>3</sup> Muros de Contención y Muros de Sótano. Capítulo 9 Muros de Bandejas. J. Calavera.

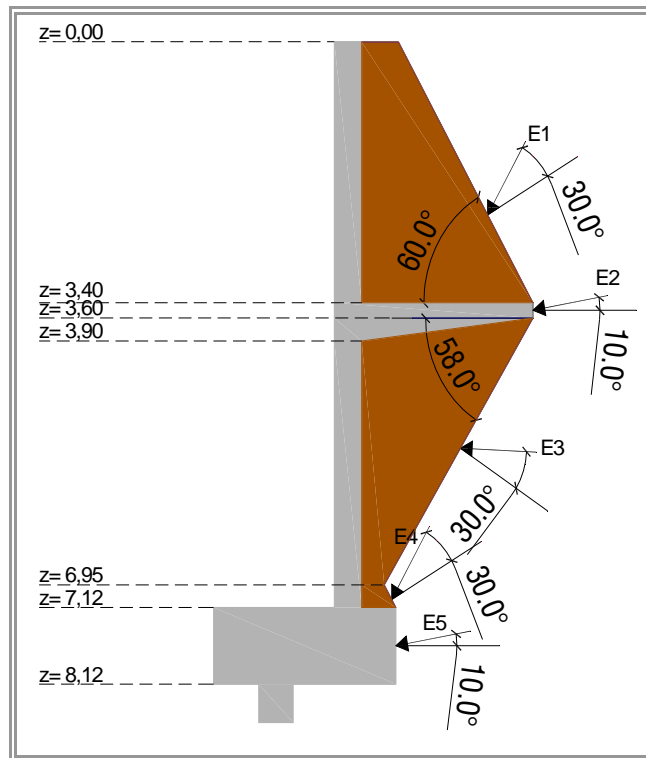


Figura 11.21. Esquema general de empujes para la solución 1

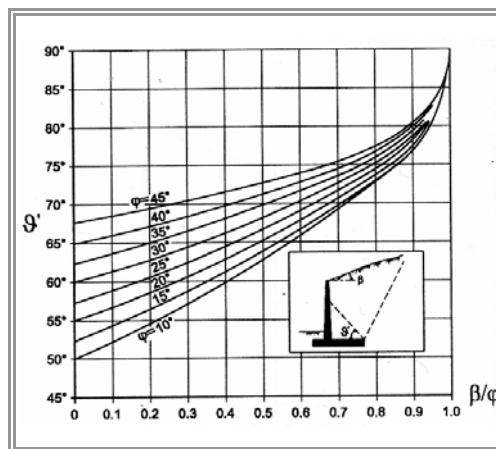


Figura 11.22. Ángulo  $\psi'$   
(Verlag, 1966)

Para calcular los coeficientes de empuje activo, se ha seguido la teoría de Coulomb, empleándose para el cálculo de éstos y de los distintos valores del empuje una hoja Excel para simplificar los cálculos (figura 11.23). En ninguno de los cálculos analíticos, ni en las acciones aplicadas en SAP se ha tenido en cuenta el empuje pasivo.

Obteniéndose los empujes como sigue:

$$\text{Empuje horizontal} \quad E_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda_h + q \cdot \lambda_h \quad [11.1]$$



CÁLCULO DE COEFICIENTES DE EMPUJE SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN			
OBRA:		EXPEDIENTE	
REFERENCIA MURO:		FECHA:	

ángulo entre zapata y trasdos del muro (generalmente 90°) $\alpha =$	60 °	Peso específico del suelo $\gamma$ (KN/m3)=	18
Ángulo de rozamiento interno del terreno $\varphi =$	30 °	Profundidad $h_1$ (m)=	0
Ángulo del talud del terreno (generalmente 0°) $\beta =$	0 °	Profundidad $h_2$ (m)=	3,4
Ángulo de rozamiento terreno-muro (o entre cuñas de terreno) $\delta =$	30 °	Sobrecarga uniforme en el talud $q$ (KN/m2)=	5
		Profundidad $h_f$ (m)=	1,75

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO		
Teoría de Coulomb	$\lambda_h =$	0,333
	$\lambda_v =$	0,577

COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO		
Teoría de Rankine	$\lambda_h =$	0,333
	$\lambda_v =$	0,000

COEFICIENTE DE EMPUJE AL REPOSO		
	$\lambda_r =$	0,500
	$\lambda_h =$	0,433
	$\lambda_v =$	0,250

EMPUJE ACTIVO	
Empuje horizontal $\sigma_{1h} =$	1,67 kN/m
Empuje vertical $\sigma_{1v} =$	2,89 kN/m
Empuje horizontal $\sigma_{2h} =$	22,07 kN/m
Empuje vertical $\sigma_{2v} =$	38,22 kN/m

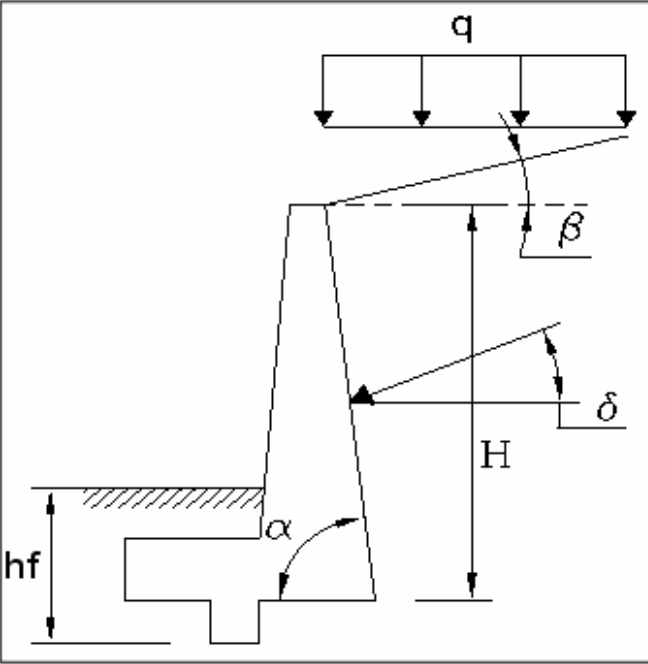
  

EMPUJE PASIVO	
Empuje horizontal $E_p =$	67,50 kN/m
Empuje total $E_{pt} =$	75,94 kN

EMPUJE AL REPOSO			
Empuje horizontal $E_h =$	2,17 kN/m		
Empuje vertical $E_v =$	1,25 kN/m		



Sistema de ecuaciones $e = z \cdot C + D$			
$e_1 =$ (kN/m)	1,67 kN/m	$z_1 =$ (m)	5,22
$e_2 =$ (kN/m)	22,07 kN/m	$z_2 =$ (m)	5,02
$C =$	-102,000	$D =$	534,107

Figura 11.23. Hoja de cálculo empleada para determinar los empujes.

Empuje vertical

$$E_v = \gamma \cdot z \cdot \lambda_v + q \cdot \lambda_v \quad [11.2]$$

donde  $\gamma$  es el peso específico de cada material

$z$  es la profundidad

$\lambda$  es el coeficiente de empuje correspondiente.

siendo los resultados para cada una de las alternativa los que se recogen en las siguientes tablas<sup>4</sup>:

Solución 1	E1 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 122^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E5 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E6
$\lambda_h$	0.333	0.304	0.104	0.333	0.304	---
$\lambda_v$	0.577	0.054	-0.004	0.577	0.054	---
$E_{ih}$	1.67	20.11	0	43.37	40.45	---
$E_{iv}$	2.89	3.55	0	75.11	7.13	---
$E_{fh}$	22.07	21.20	13.56	44.39	45.92	---
$E_{fv}$	38.22	3.74	-0.47	76.88	8.10	---

Tabla 11.1. Empujes en la solución 1 sin emplear bloques de poliestireno expandido.

Solución 1a	E1 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 5^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 122^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E5 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E6 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$
$\lambda_h$	0.318	0.333	0.304	0.104	0.333	0.304
$\lambda_v$	0.028	0.577	0.054	-0.004	0.577	0.054
$E_{ih}$	1.59	3.17	20.11	0	43.37	40.45
$E_{iv}$	0.14	5.48	03.55	0	75.11	7.13
$E_{fh}$	11.59	13.07	21.20	13.56	44.39	45.92
$E_{fv}$	1.01	22.63	3.74	-0.47	76.88	8.10

Tabla 11.2. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1a.

Nota: En el empuje E2 se ha descontado el volumen de terreno ocupado por el porexpán.

Solución 1b	E1 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 122^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E5 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E6 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$
$\lambda_h$	0.333	0.333	0.304	0.104	0.333	0.304
$\lambda_v$	0.577	0.577	0.054	-0.004	0.577	0.054
$E_{ih}$	1.67	3.17	11.91	0	34.37	32.25
$E_{iv}$	2.89	5.48	2.10	0	59.52	5.69
$E_{fh}$	10.67	13.07	13.00	10.75	35.39	37,72
$E_{fv}$	18.48	22.63	2.29	-0.38	61.29	6,65

Tabla 11.3. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1b.

Nota: En los empujes E2 a E6 se ha descontado el volumen de terreno ocupado por el porexpán

<sup>4</sup> En la base del muro y sobre la bandeja, esta proyectado un sistema de drenaje

Solución 1c	E1 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 122^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 5^\circ$	E5	E6
$\lambda_h$	0.333	0.304	0.104	0.318	---	---
$\lambda_v$	0.577	0.054	-0.004	0.028	---	---
$E_{ih}$	1.67	20.11	0	30.86	---	---
$E_{iv}$	2.89	3.55	0	2.70	---	---
$E_{fh}$	22.07	21.20	10.13	42.30	---	---
$E_{fv}$	38.22	3.74	-0.35	3.70	---	---

Tabla 11.4. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1c.

Nota: En los empujes E2 a E6 se ha descontado el volumen de terreno ocupado por el porexpán

Solución 1d	E1 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 5^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E5	E6
$\lambda_h$	0.304	0.318	0.304	0.304	---	---
$\lambda_v$	0.054	0.028	0.054	0.054	---	---
$E_{ih}$	1.52	3.02	2.89	29.52	---	---
$E_{iv}$	0.27	0.26	0.51	5.20	---	---
$E_{fh}$	2.89	14.45	29.52	34.98	---	---
$E_{fv}$	0.51	1.26	5.20	6.17	---	---

Tabla 11.5. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1d.

Nota: En los empujes E3 y E4 se ha descontado el volumen de terreno ocupado por el porexpán

Solución 1e	E1 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 122^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E5 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E6 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$
$^*\lambda_h$	0.333	0.333	0.304	0.104	0.333	0.304
$\lambda_v$	0.577	0.577	0.054	-0.004	0.577	0.054
$E_{ih}$	1.67	3.17	6.48	0	28.37	26.78
$E_{iv}$	2.89	5.48	1.14	0	49.13	4.72
$E_{fh}$	3.17	7.07	7.53	8.87	29.57	32.25
$E_{fv}$	5.48	12.24	1.33	-0.31	51.21	5.69

Tabla 11.6. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1e.

Nota: En los empujes E2 a E6 se ha descontado el volumen de terreno ocupado por el porexpán

En las siguientes figuras aparecen, a título de ejemplo, las acciones que se han aplicado en el muro Solución 1, en particular, para el caso del muro sin emplear bloques de porexpán.

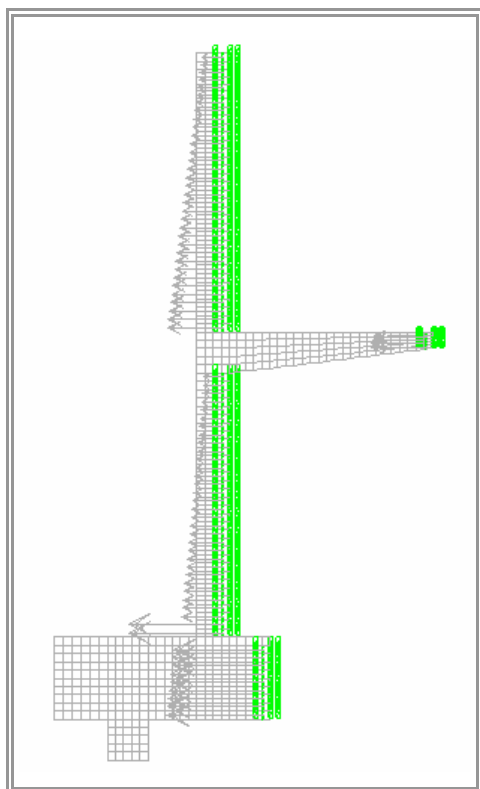


Figura 11.24. Empujes horizontales.

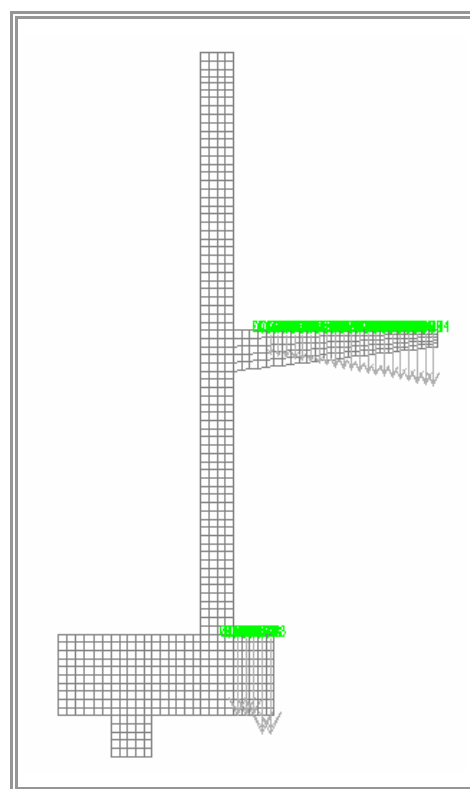


Figura 11.25. Empujes verticales (sin sobrecargas sobre la bandeja)

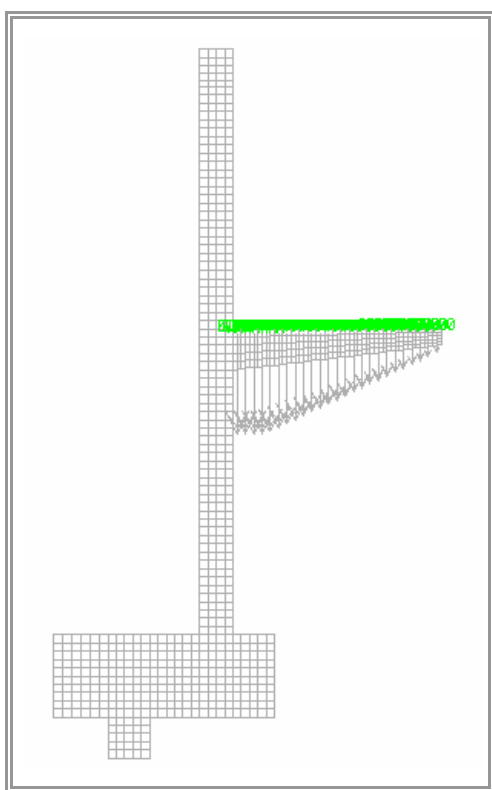


Figura 11.26. Peso de tierras sobre la bandeja.

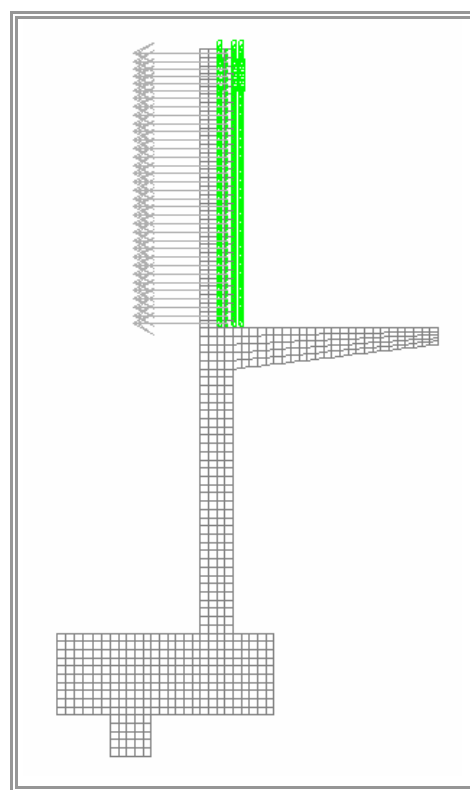


Figura 11.27. Empuje horizontal por acciones variables.<sup>5</sup>

<sup>5</sup> Por debajo de la bandeja, el empuje debido a la carga uniforme se ha incluido con el resto, al ser su efecto desfavorable.

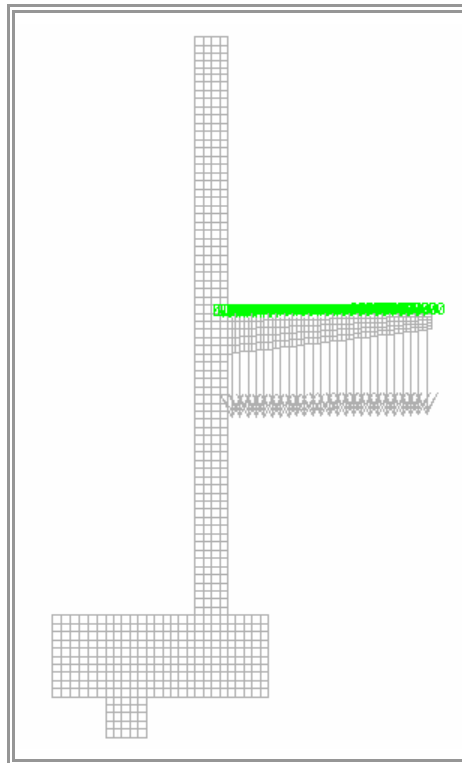


Figura 11.28. Empuje vertical por acciones variables.

También se muestran en las figuras 11.29 a 11.33 las distintas hipótesis de acciones empleadas en el cálculo del muro Solución 2a, o sea, colocando los bloques de porexán por encima de la bandeja del muro, pero desplazada de su alzado, de forma que ocupe la mayor superficie posible de la cuña de deslizamiento.

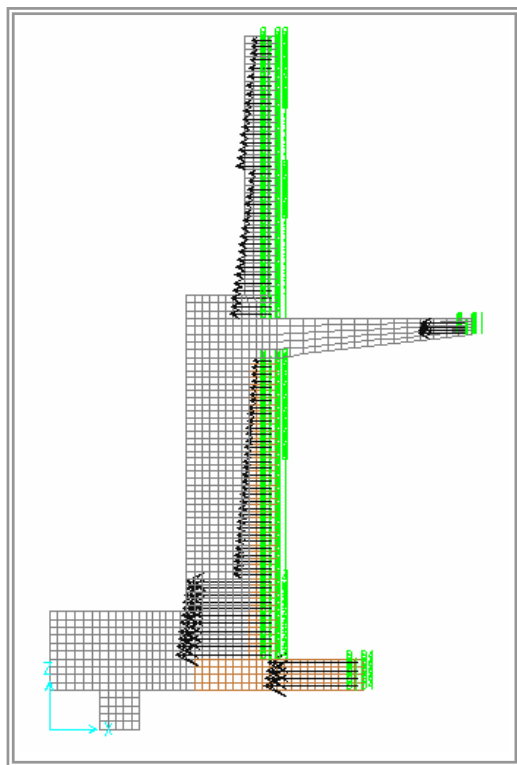


Figura 11.29. Empujes horizontales.

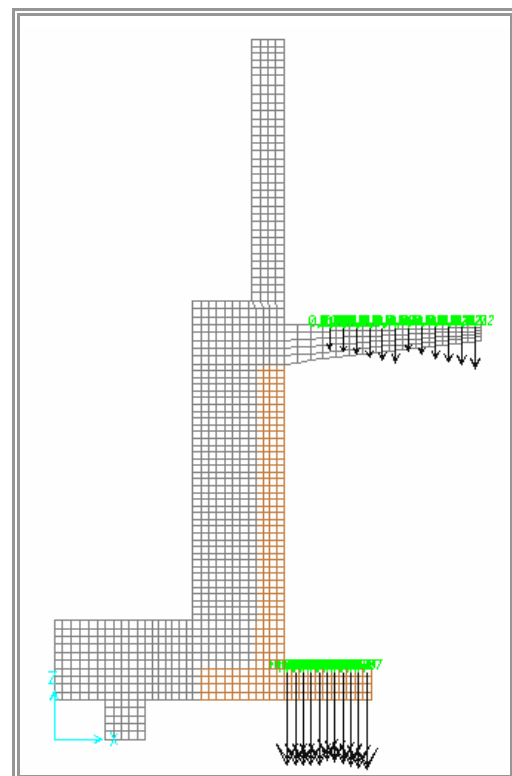


Figura 11.30. Empujes verticales  
(sin sobrecargas sobre la bandeja)

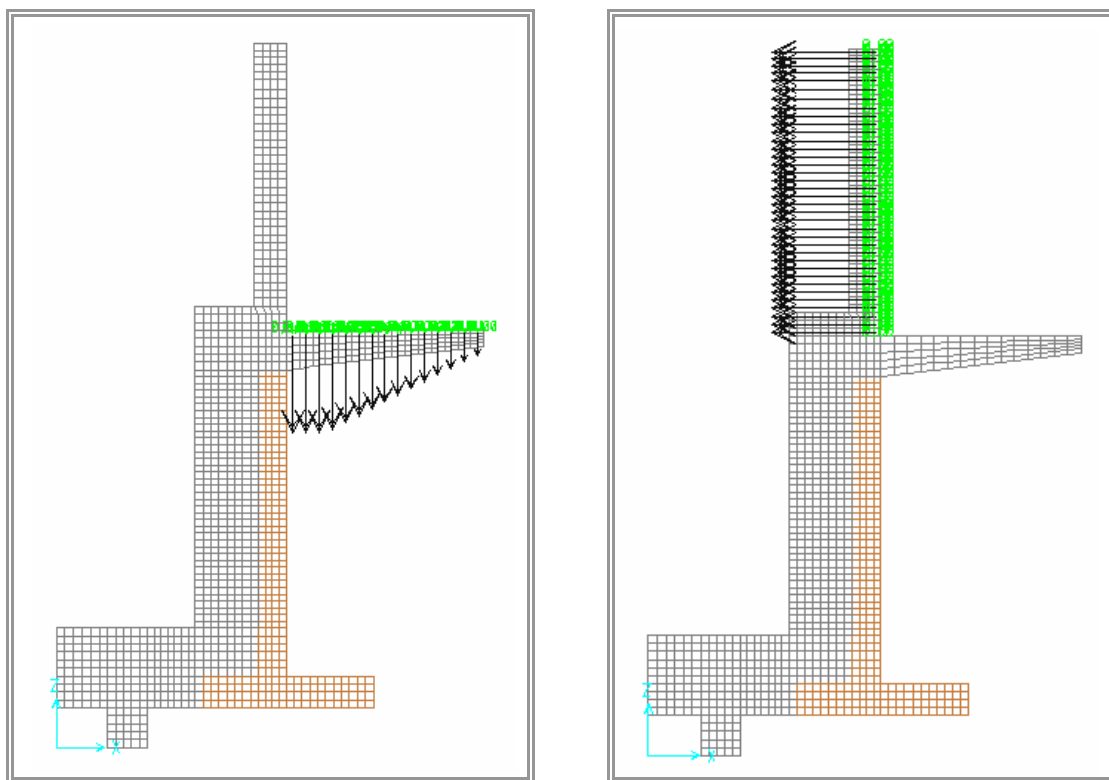


Figura 11.31. Peso de tierras sobre la bandeja. Figura 11.32. Empuje horizontal por acciones variables.<sup>6</sup>

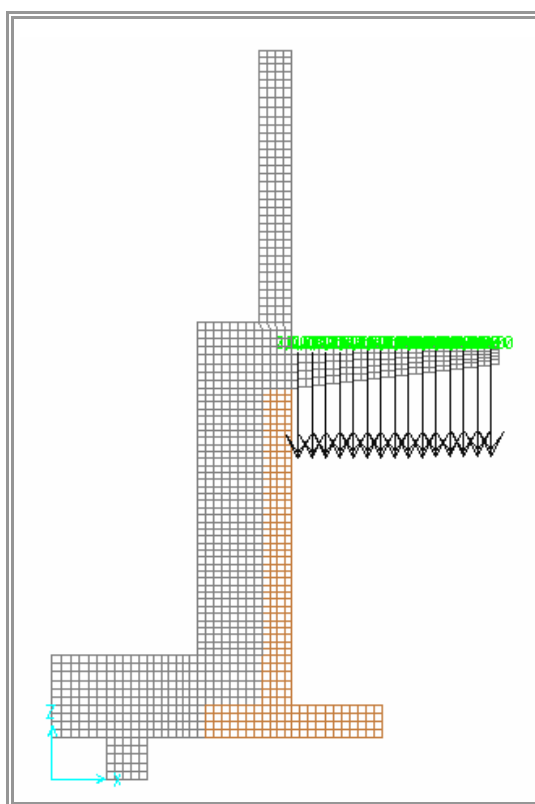


Figura 11.33. Empuje vertical por acciones variables.

<sup>6</sup> Por debajo de la bandeja, el empuje debido a la carga uniforme se ha incluido con el resto, al ser su efecto desfavorable.

En los cálculos realizados con SAP, se han despreciado las presiones verticales bajo la bandeja, ya que, si se observan los cuadros de presiones (tablas 11.1 a 11.6), al tener el empuje un ángulo de  $178^\circ$ , la componente vertical resulta prácticamente nula.

### 11.3.3. CÁLCULO DEL MURO SOLUCIÓN 2.

En este caso, el esquema general de los empujes sería, para esta segunda solución:

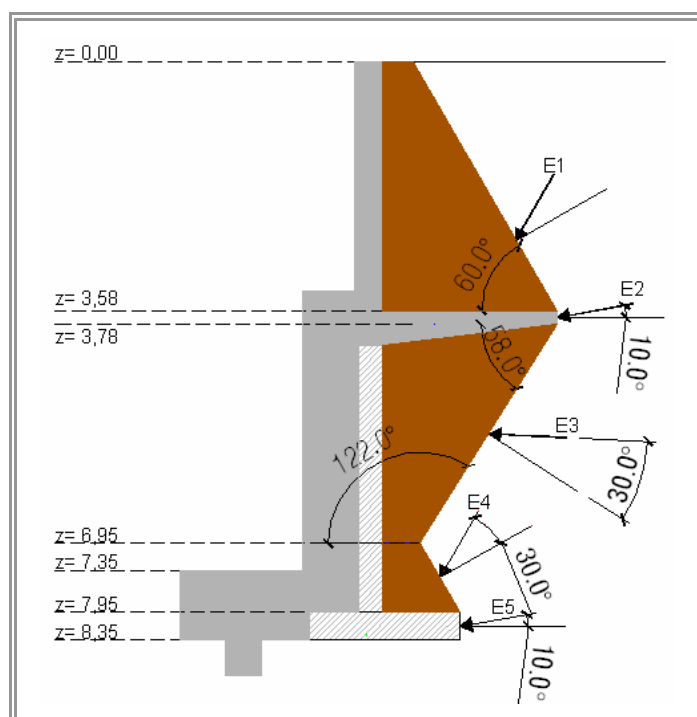


Figura 11.34. Esquema general de empujes para la solución 2.

Para los empujes E1 y E4, las presiones actúan a  $30^\circ$  con la normal al ángulo  $\vartheta' = 60^\circ$  determinado en la tabla de la figura 11.22, de la misma forma que se hizo para la solución 1. Los empujes E2 y E5 corresponderían a la ley de Coulomb, formando las presiones y el empuje un ángulo  $\delta$  de  $10^\circ$  (ángulo de rozamiento entre terreno y muro) con la normal al trasdós, mientras que en el empuje E3, al igual que en la solución 1, las presiones formarían con la normal al ángulo  $\vartheta$  un ángulo  $\varphi = 30^\circ$ .

Siguiendo el procedimiento de la solución anterior, se han obtenido los distintos valores del coeficiente de empuje activo y los correspondientes empujes que se recogen en las tablas que aparecen a continuación (tablas 11.7 a 11.9).

Solución 2	E1 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 122^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E5 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E6
$\lambda_h$	0.333	0.304	0.104	0.333	0.304	---
$\lambda_v$	0.577	0.054	-0.004	0.577	0.054	---
$E_{ih}$	1.67	21.09	0	43.37	44.99	---
$E_{iv}$	2.89	3.72	0	75.11	7.93	---
$E_{fh}$	23.15	22.19	13.56	49.37	47.18	---
$E_{fv}$	40.09	3.91	-0.47	85.51	8.32	---

Tabla 11.7. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 2a.

Solución 2a	E1 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 122^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E5 (kN/m) $\alpha = 60^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 30^\circ$	E6 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$
$\lambda_h$	0.333	0.333	0.304	0.104	0.333	0.304
$\lambda_v$	0.577	0.577	0.054	-0.004	0.577	0.054
$E_{ih}$	1.67	3.17	12.89	0	34.37	36.79
$E_{iv}$	2.89	5.48	2.27	0	59.52	6.46
$E_{fh}$	10.67	14.15	13.99	10.75	40.37	38.97
$E_{fv}$	18.48	24.50	2.47	-0.38	69.92	6.87

Tabla 11.8. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 2a.

Nota: En los empujes E2 a E6 se ha descontado el volumen de terreno ocupado por el porexpán

Solución 2b	E1 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E2 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 5^\circ$	E3 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E4 (kN/m) $\alpha = 90^\circ$ $\varphi = 30$ $\beta = 0^\circ$ $\delta = 10^\circ$	E5	E6
$\lambda_h$	0.304	0.318	0.304	0.304	---	---
$\lambda_v$	0.054	0.028	0.054	0.054	---	---
$E_{ih}$	1.52	3,02	2.89	34.05	---	---
$E_{iv}$	0.27	0.26	0.51	6.00	---	---
$E_{fh}$	2.89	14.45	34.05	36.24	---	---
$E_{fv}$	0.51	1.26	6.00	6.39	---	---

Tabla 11.9. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 2b.

Nota: En los empujes E3 y E4 se ha descontado el volumen de terreno ocupado por el porexpán.

#### 11.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.

Como resultados fundamentales para el análisis realizado, se presentan en la siguiente tabla los distintos valores de tensiones normales obtenidos con el programa Sap



2.000, así como los desplazamientos obtenidos en coronación de los muros en sus distintas soluciones.

	Solución 1 (sin bloques)	Solución 1a	Solución 1b	Solución 1c	Solución 1d	Solución 1e
Tensiones normales. en el arranque del muro (N/mm <sup>2</sup> )	5.364 (C)	4.592 (C)	3.308 (C)	7.711 (C)	6.663	3.901 (B)
Tensiones normales en cabeza del tramo inferior del alzado (N/mm <sup>2</sup> )	6.194 (B)	4.710 (B)	5.726 (B)	6.194 (B)	-----	5.600 (B)
Tensiones normales en empotramiento bandeja. (N/mm <sup>2</sup> )	4.485 (D)	3.306 (D)	3.667 (D)	4.470 (D)	-----	2.963 (D)
Tensiones normales. en zapata. (N/mm <sup>2</sup> )	1.918 (C)	1.640 (C)	1.217 (C)	2.824 (C)	2.884	989 (B)
Desplazamiento hor. en coronación (mm.)	-8,01 (C) 7,65 (B)	-8,05 (C) 6,81 (B)	-4,45 (C) 11,21 (B)	-10,88 (C) 4,78 (B)	-11,74 -10,62 <sup>7</sup>	-2,54 (C) 2,35 (B)
Desplazamiento vert. en extremo de la bandeja (mm.)	1,45 (C) -6,58 (B)	2,30 (C) -5,38 (B)	0,55 (C) -7,49 (B)	2,62 (C) -5,42 (B)	-----	0,30 (C) -2,97 (B)

Tabla 11.10. Resultados obtenidos con SAP para las distintas opciones de la solución 1. Valores más desfavorables. Los valores negativos en el desplazamiento de la coronación del muro coincidirían con el sentido del deslizamiento.

En cuanto a la flecha en la coronación del muro, entendemos que para el estado final del muro, la combinación A no tiene mucho sentido, pues precisamente la bandeja del muro se coloca por el efecto favorable de las tierras que tiene por encima. Sin embargo, en cuanto a la bandeja, podría hacer variar el estado de flexión de la misma, según el grado de compresión del terreno bajo la bandeja.

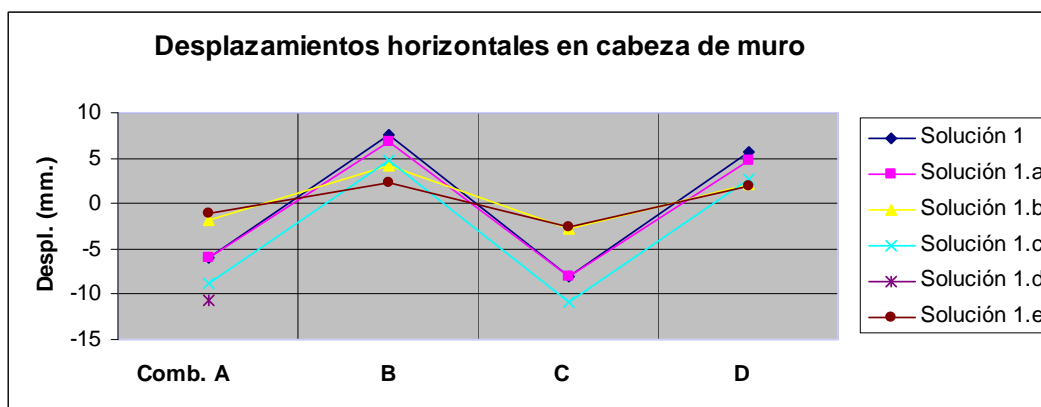


Figura. 11.35. Comparativa de los desplazamientos horizontales en la cabeza del muro.  
El signo positivo indicaría desplazamiento en la dirección del trasdós del muro  
Resultados obtenidos con el programa Sap 2000

<sup>7</sup> Este segundo resultado se ha obtenido modelando también los bloques de porexpán, entendiéndose, por tanto, que el porexpán ha absorbido 1,12 mm.

Observando el gráfico anterior (figura 11.35), se aprecia claramente como la solución denominada 1.a resulta prácticamente igual a la solución inicial frente a la flecha en el muro, lo que por otro lado, no puede ser de otra manera, puesto que estamos eliminando el efecto favorable de la bandeja, al quitar parcialmente las tierras situadas sobre ésta. Algo similar sucede con la solución 1.c, en la que cambian los valores de los empujes por el cambio en el ángulo de rozamiento; resultando valores para flecha ligeramente superiores a los de la solución tradicional. Sí resultan de interés las soluciones b y e, disminuyendo en ambos casos los valores tanto en la combinación B como en la D; siendo esta disminución más significativa en el caso de la última alternativa.

En cuanto al aspecto puramente estructural, las soluciones de mayor interés son la b, e y en menor medida la a, resultando tensiones normales y momentos flectores inferiores de nuevo en la segunda de ellas, salvo los esfuerzos de flexión en cabeza del muro en su tramo inferior, que resultan inferiores en el caso a, lo de nuevo nos lleva a pensar en que no se ha desarrollado plenamente el efecto beneficioso de la bandeja.

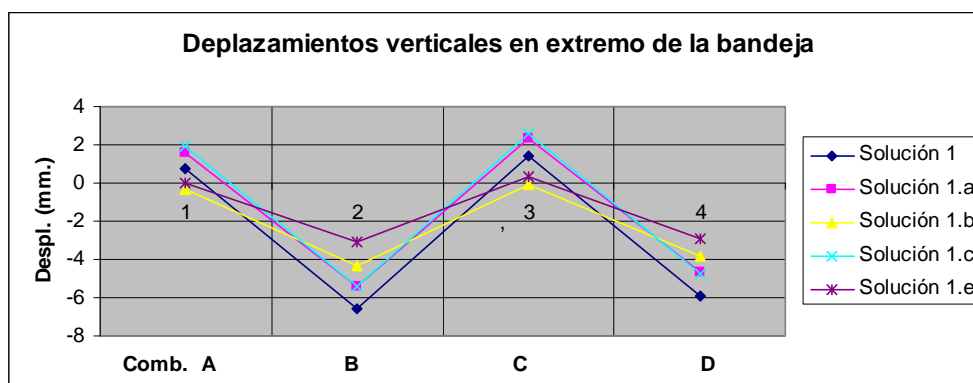


Figura 11.36. Comparativa de los desplazamientos verticales en la bandeja.  
El signo positivo indicaría ascenso del extremo de la bandeja.  
Resultados obtenidos con el programa Sap 2000

Analizando de nuevo las combinaciones B y D en la figura 11.36 (incluyendo el peso de las tierras sobre la bandeja), en las soluciones a y c, es donde los valores para la flecha son más bajos, lo que significaría que la bandeja no está prácticamente colaborando; mientras que en las soluciones b y e es donde se producirían los valores superiores para la flecha, aunque en la solución b los resultados son más parecidos a los obtenidos en la solución sin emplear porexpán.

Se presentan a continuación, de forma agrupada, los gráficos de las deformadas - a la misma escala - para las soluciones que resultan de mayor interés, comparándolas con la solución tradicional (figuras 11.37 y 11.38). A continuación de éstas, aparecen algunos gráficos comparativos de tensiones normales para esas mismas alternativas (figuras 11.39 a 11.41).

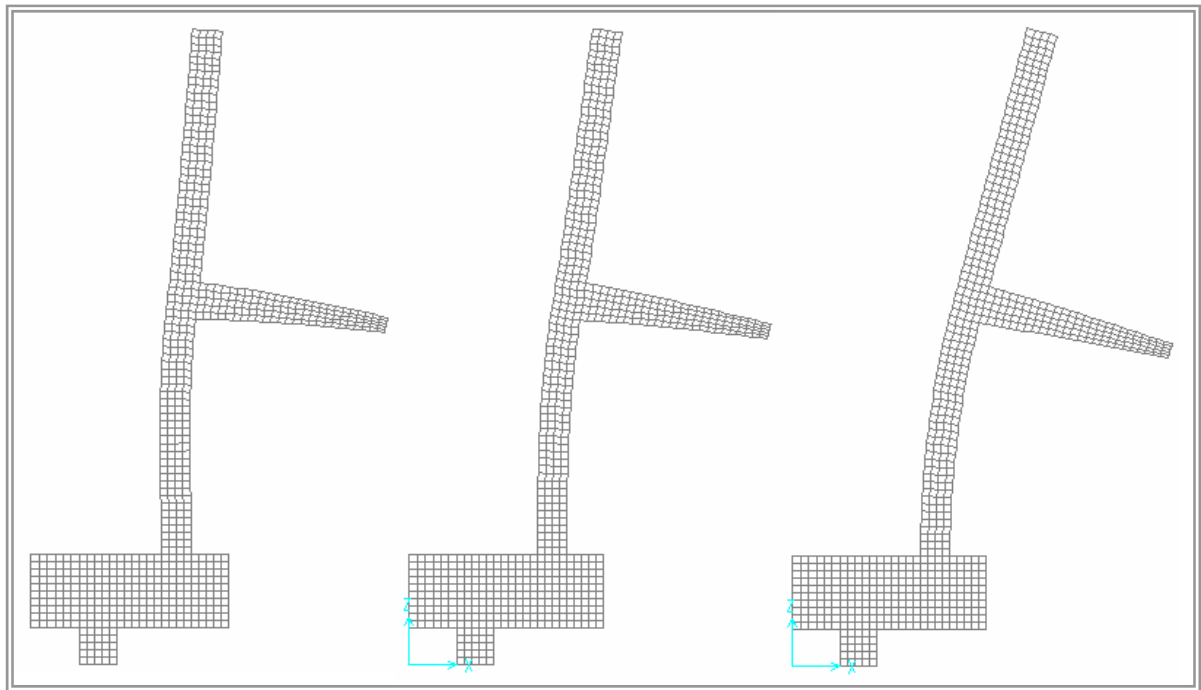


Figura 11.37. Deformada E 1:100. Combinación B:

Solución 1. Solución 1. b Solución 1.e

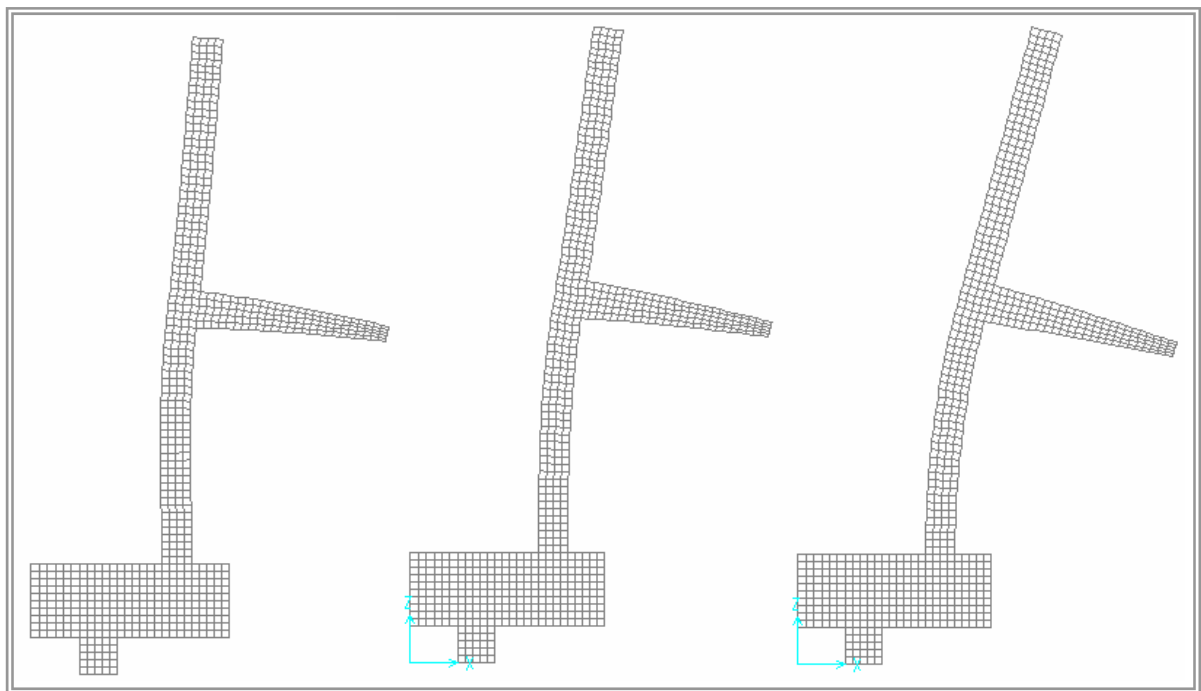
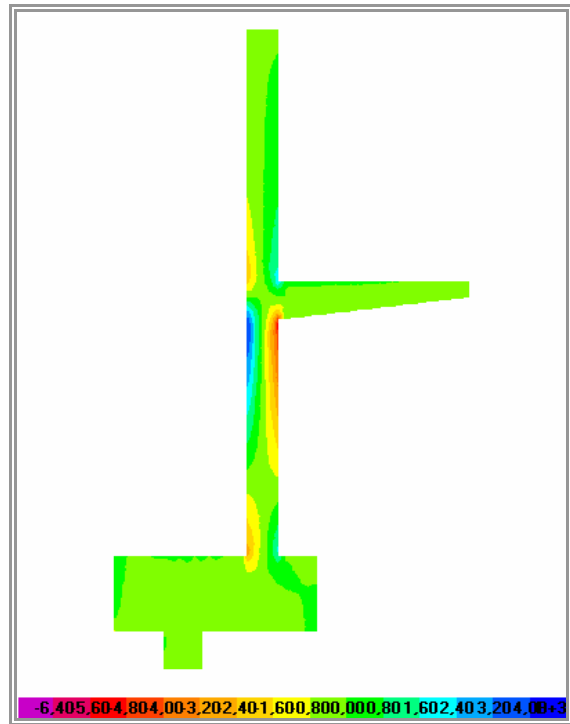


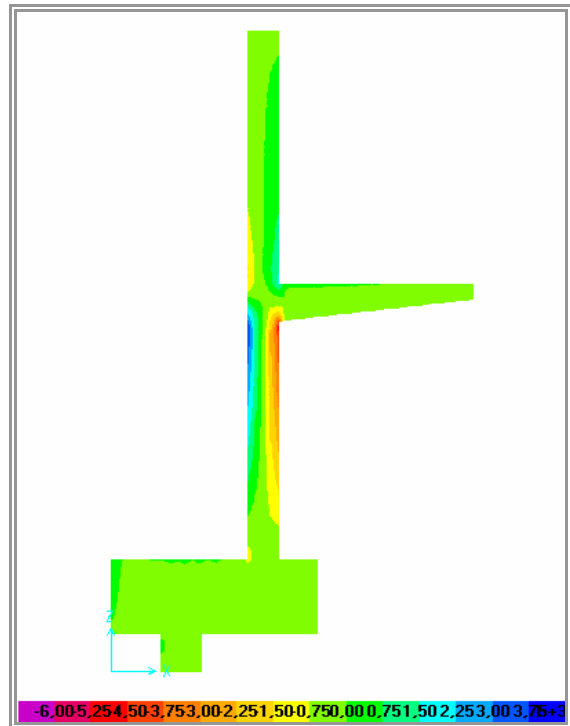
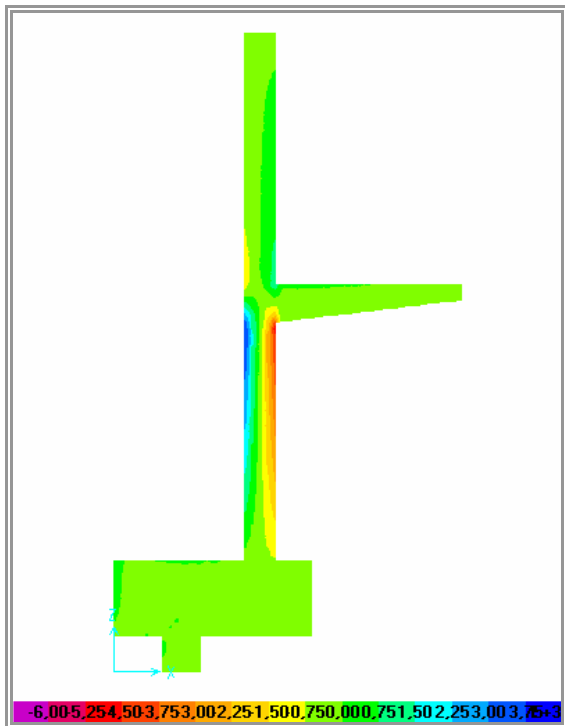
Figura 11.38. Deformada E 1:100. Combinación D:

Solución 1. Solución 1. b Solución 1.e

The figure displays a stress distribution plot for a T-joint. The color bar at the bottom indicates the following values from left to right: -6,405,604,804,003,202,401,600,000,000,801,602,403,204,004,805,606,407,208,008,809,6010,4011,2012,0012,8013,6014,4015,2016,0016,8017,6018,4019,2020,0020,8021,6022,4023,2024,0024,8025,6026,4027,2028,0028,8029,6030,4031,2032,0032,8033,6034,4035,2036,0036,8037,6038,4039,2040,0040,8041,6042,4043,2044,0044,8045,6046,4047,2048,0048,8049,6050,4051,2052,0052,8053,6054,4055,2056,0056,8057,6058,4059,2060,0060,8061,6062,4063,2064,0064,8065,6066,4067,2068,0068,8069,6070,4071,2072,0072,8073,6074,4075,2076,0076,8077,6078,4079,2080,0080,8081,6082,4083,2084,0084,8085,6086,4087,2088,0088,8089,6090,4091,2092,0092,8093,6094,4095,2096,0096,8097,6098,4099,2100,00100,80101,60102,40103,20104,00104,80105,60106,40107,20108,00108,80109,60110,40111,20112,00112,80113,60114,40115,20116,00116,80117,60118,40119,20120,00120,80121,60122,40123,20124,00124,80125,60126,40127,20128,00128,80129,60130,40131,20132,00132,80133,60134,40135,20136,00136,80137,60138,40139,20140,00140,80141,60142,40143,20144,00144,80145,60146,40147,20148,00148,80149,60150,40151,20152,00152,80153,60154,40155,20156,00156,80157,60158,40159,20160,00160,80161,60162,40163,20164,00164,80165,60166,40167,20168,00168,80169,60170,40171,20172,00172,80173,60174,40175,20176,00176,80177,60178,40179,20180,00180,80181,60182,40183,20184,00184,80185,60186,40187,20188,00188,80189,60190,40191,20192,00192,80193,60194,40195,20196,00196,80197,60198,40199,20200,00200,80201,60202,40203,20204,00204,80205,60206,40207,20208,00208,80209,60210,40211,20212,00212,80213,60214,40215,20216,00216,80217,60218,40219,20220,00220,80221,60222,40223,20224,00224,80225,60226,40227,20228,00228,80229,60230,40231,20232,00232,80233,60234,40235,20236,00236,80237,60238,40239,20240,00240,80241,60242,40243,20244,00244,80245,60246,40247,20248,00248,80249,60250,40251,20252,00252,80253,60254,40255,20256,00256,80257,60258,40259,20260,00260,80261,60262,40263,20264,00264,80265,60266,40267,20268,00268,80269,60270,40271,20272,00272,80273,60274,40275,20276,00276,80277,60278,40279,20280,00280,80281,60282,40283,20284,00284,80285,60286,40287,20288,00288,80289,60290,40291,20292,00292,80293,60294,40295,20296,00296,80297,60298,40299,20300,00300,80301,60302,40303,20304,00304,80305,60306,40307,20308,00308,80309,60310,40311,20312,00312,80313,60314,40315,20316,00316,80317,60318,40319,20320,00320,80321,60322,40323,20324,00324,80325,60326,40327,20328,00328,80329,60330,40331,20332,00332,80333,60334,40335,20336,00336,80337,60338,40339,20340,00340,80341,60342,40343,20344,00344,80345,60346,40347,20348,00348,80349,60350,40351,20352,00352,80353,60354,40355,20356,00356,80357,60358,40359,20360,00360,80361,60362,40363,20364,00364,80365,60366,40367,20368,00368,80369,60370,40371,20372,00372,80373,60374,40375,20376,00376,80377,60378,40379,20380,00380,80381,60382,40383,20384,00384,80385,60386,40387,20388,00388,80389,60390,40391,20392,00392,80393,60394,40395,20396,00396,80397,60398,40399,20400,00400,80401,60402,40403,20404,00404,80405,60406,40407,20408,00408,80409,60410,40411,20412,00412,80413,60414,40415,20416,00416,80417,60418,40419,20420,00420,80421,60422,40423,20424,00424,80425,60426,40427,20428,00428,80429,60430,40431,20432,00432,80433,60434,40435,20436,00436,80437,60438,40439,20440,00440,80441,60442,40443,20444,00444,80445,60446,40447,20448,00448,80449,60450,40451,20452,00452,80453,60454,40455,20456,00456,80457,60458,40459,20460,00460,80461,60462,40463,20464,00464,80465,60466,40467,20468,00468,80469,60470,40471,20472,00472,80473,60474,40475,20476,00476,80477,60478,40479,20480,00480,80481,60482,40483,20484,00484,80485,60486,40487,20488,00488,80489,60490,40491,20492,00492,80493,60494,40495,20496,00496,80497,60498,40499,20500,00500,80501,60502,40503,20504,00504,80505,60506,40507,20508,00508,80509,60510,40511,20512,00512,80513,60514,40515,20516,00516,80517,60518,40519,20520,00520,80521,60522,40523,20524,00524,80525,60526,40527,20528,00528,80529,60530,40531,20532,00532,80533,60534,40535,20536,00536,80537,60538,40539,20540,00540,80541,60542,40543,2



### Combinación D



### Combinación D

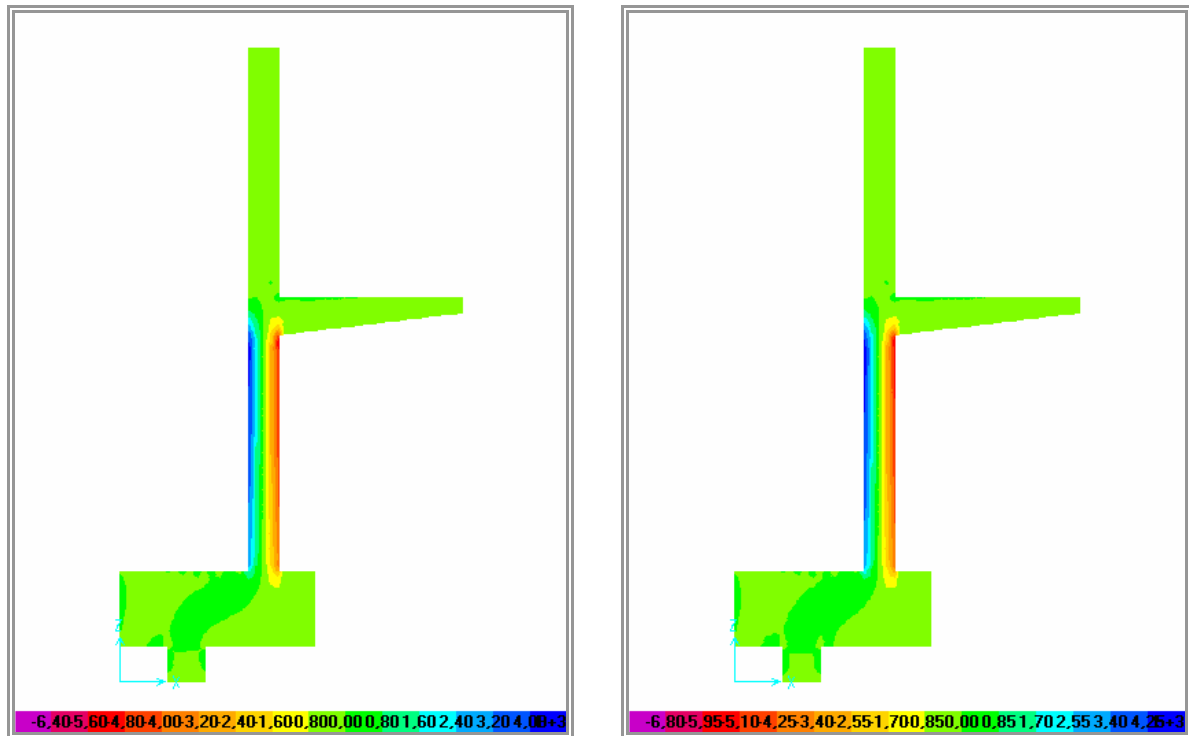


Figura 11.41. Tensiones normales  $\sigma_z$ . Solución 1.e:  
Combinación B. Combinación D

Como conclusiones a las figuras 11.39, 11.40 y 11.41, podríamos decir en primer lugar, que las tensiones más bajas se dan en para la solución 1.b; observándose también, como las tensiones se van haciendo más uniformes para el caso 1.b y más aún, para el 1.e; notándose así mismo, las bajas tensiones que se dan en el tramo superior del alzado del muro, lo que nos podría hacer pensar en todos los casos en una posible reducción del espesor del muro, a costa como es lógico, de complicar la ejecución del mismo.

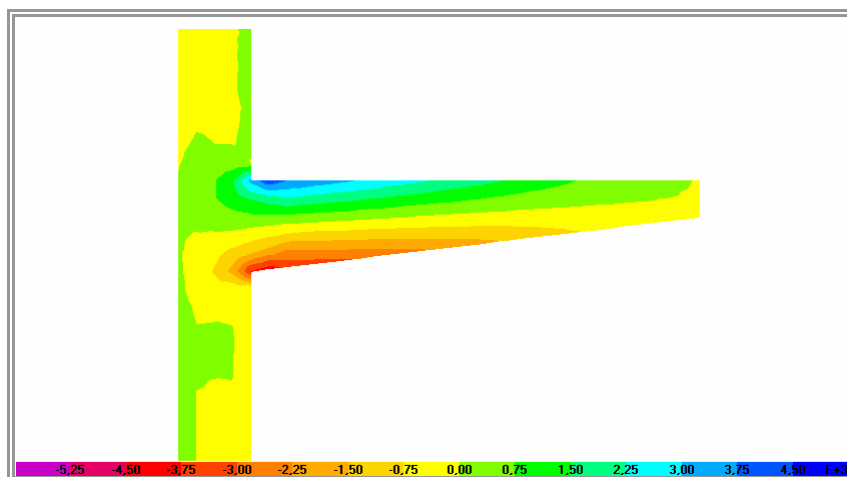


Figura 11.42. Tensiones normales  $\sigma_x$ . Solución 1 - Combinación B.

Para terminar con el primer caso que hemos denominado Solución 1, con sus diversas alternativas, presentamos las tensiones  $\sigma_x$  (figuras 11.42 a 11.44), para poder

analizar la flexión que aparece en la bandeja. En este caso, únicamente vamos a representar la combinación B que entendemos será el estado de cargas más habitual del muro. A partir estas imágenes, podemos concluir, que de forma similar a lo analizado hasta este momento, la flexión en la bandeja se reduce progresivamente para las tres opciones que se presentan. En particular, la solución 1.b supone una reducción de las tensiones en torno al 13% respecto a la solución sin aligerar, mientras que en la 1.e se reducen las tensiones en un 24%, valores que entendemos bastante significativos, y que pueden hacer que estas alternativas sean rentables.

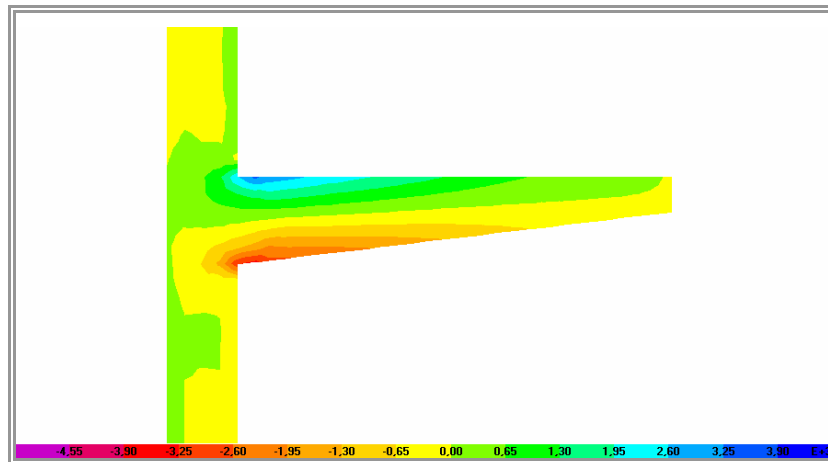


Figura 11.43. Tensiones normales  $\sigma_x$ . Solución 1.b - Combinación B.

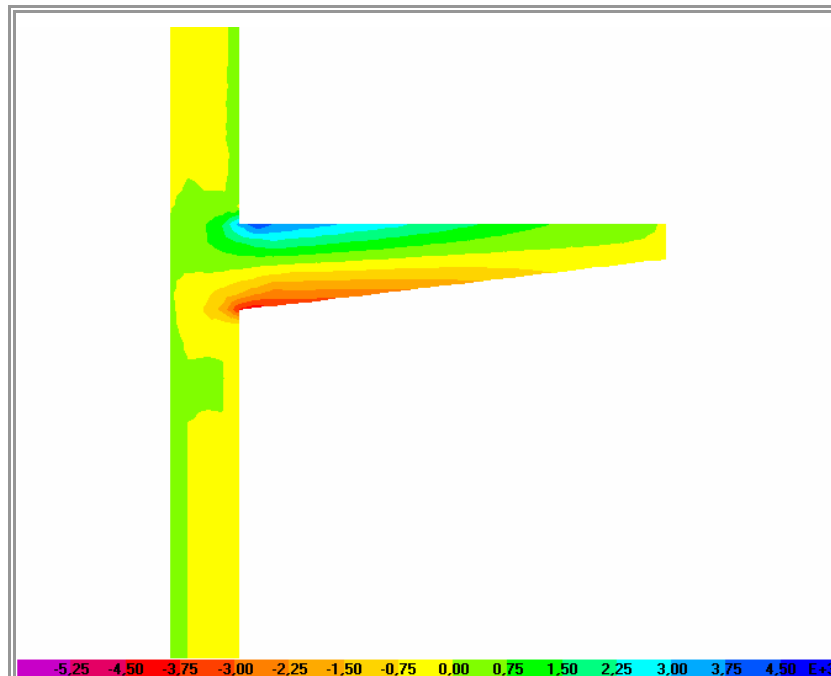


Figura 11.44. Tensiones normales  $\sigma_x$ . Solución 1.e - Combinación B.

Seguidamente, se presentan los resultados obtenidos para la solución 2.

	Solución 2 (sin bloques)	Solución 2a	Solución 2b	Solución 2c
Tensiones normales. en el arranque del muro (N/mm <sup>2</sup> )	1.113 (C)	777 (C)	1.933	3.866 3.177 (20cm.)
Tensiones normales en cabeza del tramo inferior del alzado (N/mm <sup>2</sup> )	2.388 (D)	2.096 (D)	-----	-----
Tensiones normales en empotramiento bandeja. (N/mm <sup>2</sup> )	4.407 (D)	3.568 (D)	-----	-----
Desplazamiento hor. en coronación (mm.)	-1,37 (C) 0,04 (B) -0,31 (D)	-0,53 (A) 0,52 (B) -0,87 (C) 0,19 (D)	-2,10 -2,84 (sin porex)	-3,76 (20cm.) -7,26 (sin porex)
Desplazamiento vert. en extremo de la bandeja (mm.)	-2,51 (D)	-0,76 (A) -2,08 (B) -0,83 (C) -2,15 (D)	-----	-----

Tabla 11.11. Resultados obtenidos con SAP para las distintas opciones de la solución 2. Valores más desfavorables. Los valores negativos para los desplazamientos en coronación son en el sentido del deslizamiento. La solución 2c es idéntica a la 2b, pero en la que se ha reducido el espesor del muro en 20 cm.

En esta ocasión, los resultados nos indican claramente, que la alternativa 2.a es con la que se obtendrían los mejores resultados, pudiéndose plantear la posibilidad de reducir el espesor del alzado del muro en el tramo inferior (quizás a expensas de complicar algo el armado). Con esta opción, se reducen las tensiones en todas las zonas del muro, disminuyendo, así mismo, las deformaciones; haciéndose notar, como aquí son prácticamente nulas en todas las combinaciones de cargas.

En cuanto a las opciones b y c, es claro que las tensiones aumentarían – más, como es lógico, en la segunda – y lo mismo sucedería con los desplazamientos. A pesar de todo ello, estas soluciones no deberían ser rechazadas, ya que en todo caso, los desplazamientos se mantienen dentro de valores admisibles, y con ellas se puede conseguir un importante ahorro económico, pudiéndose, como ya se ha señalado en párrafos anteriores, colocar bloques de EPS de forma escalonada dentro de la zona ocupada por la cuña de deslizamiento en una profundidad superior a los dos metros aquí estudiados en los casos 2.b y 2.c.

Todo esto que hemos señalado, se puede observar en las figuras siguientes, en las que se aportan, en primer lugar, las deformadas de cada una de las alternativas de esta segunda solución, y seguidamente, los gráficos de tensiones normales verticales. En la segunda de estas deformadas (2.a) se confirma que es prácticamente nula la deformación de la cabeza del muro (0,19 mm hacia el trasdós del muro), y siendo en todo caso algo mayor la flecha del extremo de la bandeja (descenso de 2,15 mm); lo que en cualquier caso, confirmaría aportación de esta solución constructiva en el funcionamiento general del muro.

Algo similar a lo que sucedía para la solución 1.b, se repite en este caso para la solución 2.a: analizando la figura 11.47 se aprecia de nuevo el efecto de uniformizar las tensiones en el alzado del muro, notándose aquí en la zona inferior del mismo. El conseguir

unos valores para la flexión del muro más uniformes, estaría redundando en un mejor aprovechamiento de la armadura colocada, al menos en la necesaria por tracción.

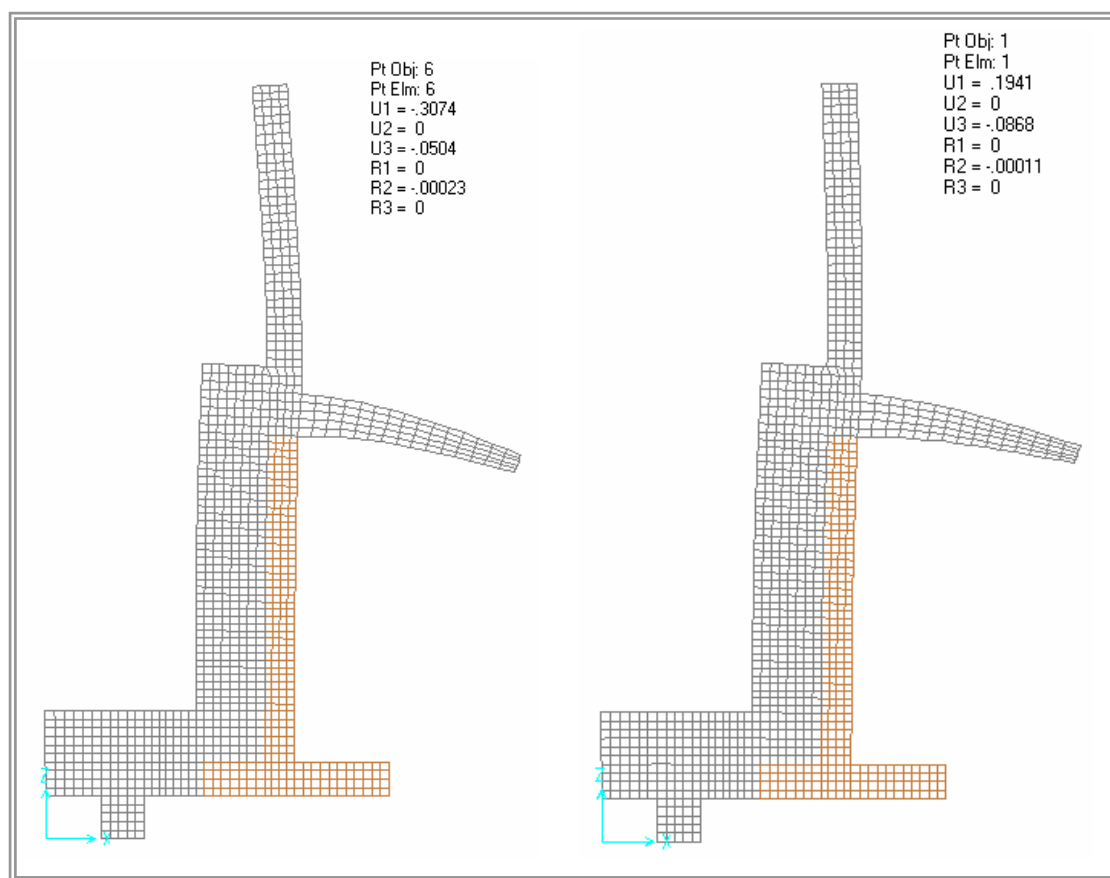


Figura 11.45. Deformada E 1:300. Combinación D:  
Solución 2. Solución 2.a

Finalmente, si comparamos los valores de empujes totales (combinación D) que se obtendrían con la aportación del relleno de porexpán sobre la bandeja (98,10 kN/m.l. en la solución 2.a), frente a los que resultarían de aplicar el empuje del terreno natural completo (135,10 kN/m.l.), se ve que suponen una reducción de un 27% en los valores de empujes; teniendo presente en esta ocasión, que aquí, en contra del muro ménsula que se analizó en el capítulo anterior, se ha mantenido en su totalidad el efecto favorable de la componente vertical de empujes y peso de tierras situado sobre la bandeja. Si estos valores se comparan con los que se han obtenido para las soluciones 2.b y 2.c (122,16 kN/m.l.) la reducción es únicamente del 10%, lo que nos hace pensar que a la hora de generalizar esta aplicación a otras situaciones similares, la única posibilidad de que tuviese cierto interés sería la ya propuesta de ejecutar el relleno con los bloques de EPS de forma escalonada, para ahorrar material al máximo, y hasta alcanzar mayor profundidad, de manera que la altura de los empujes quedase reducida en torno a los cuatro o cuatro metros y medio, lo que supone que habría que recurrir a bloque de porexpán que ocupasen una profundidad mayor de los tres metros. Si embargo, el caso que nos ocupa es algo distinto, al tener ya un muro preexistente, con lo que aquí podría ser suficiente con los tres metros y conseguir además reducir algo el espesor del muro proyectado.



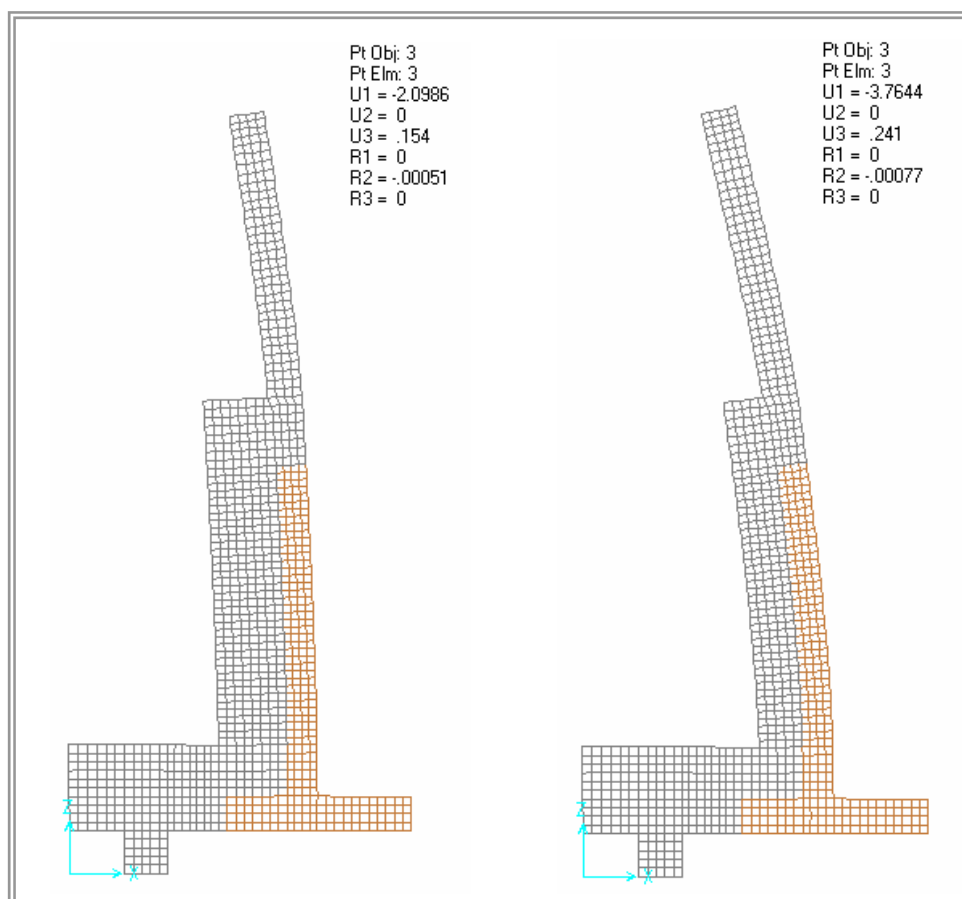


Figura 11.46. Deformada E 1:300. Combinación D:  
Solución 2.b Solución 2.c

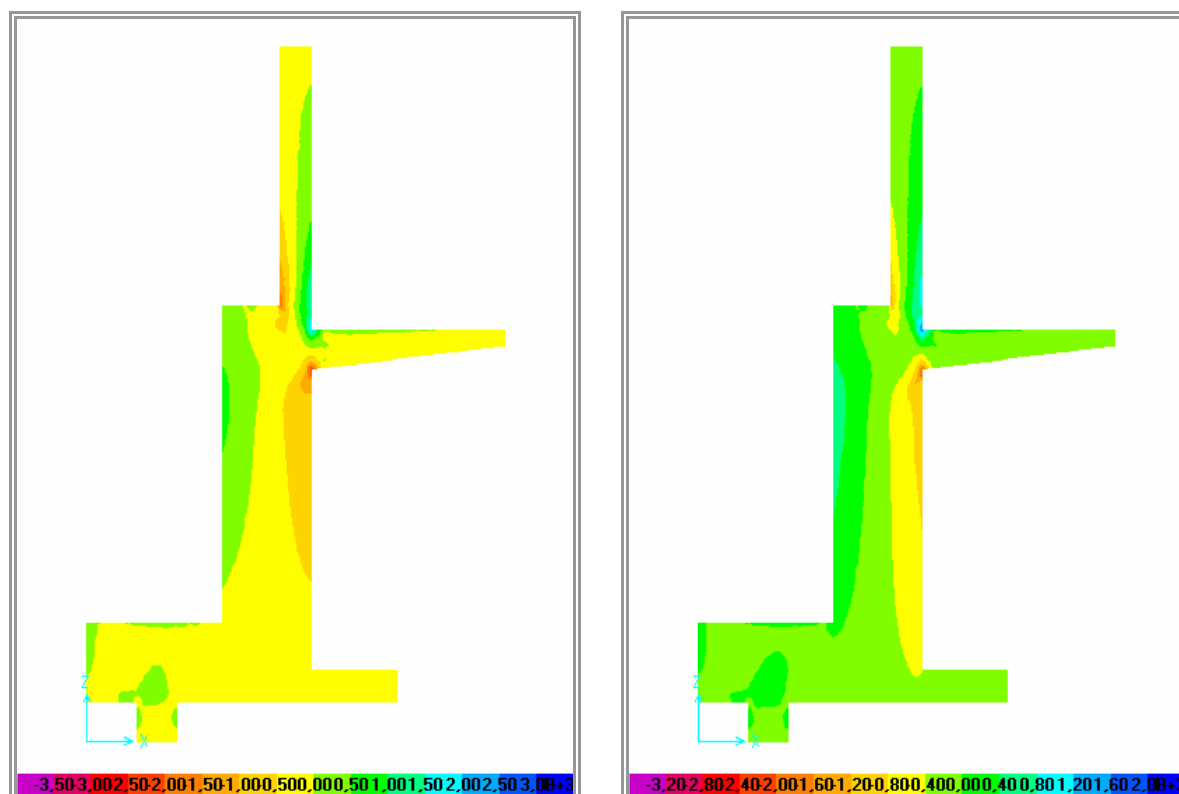


Figura 11.47. Tensiones normales  $\sigma_z$ . Combinación D:  
Solución 2. Solución 2.a.

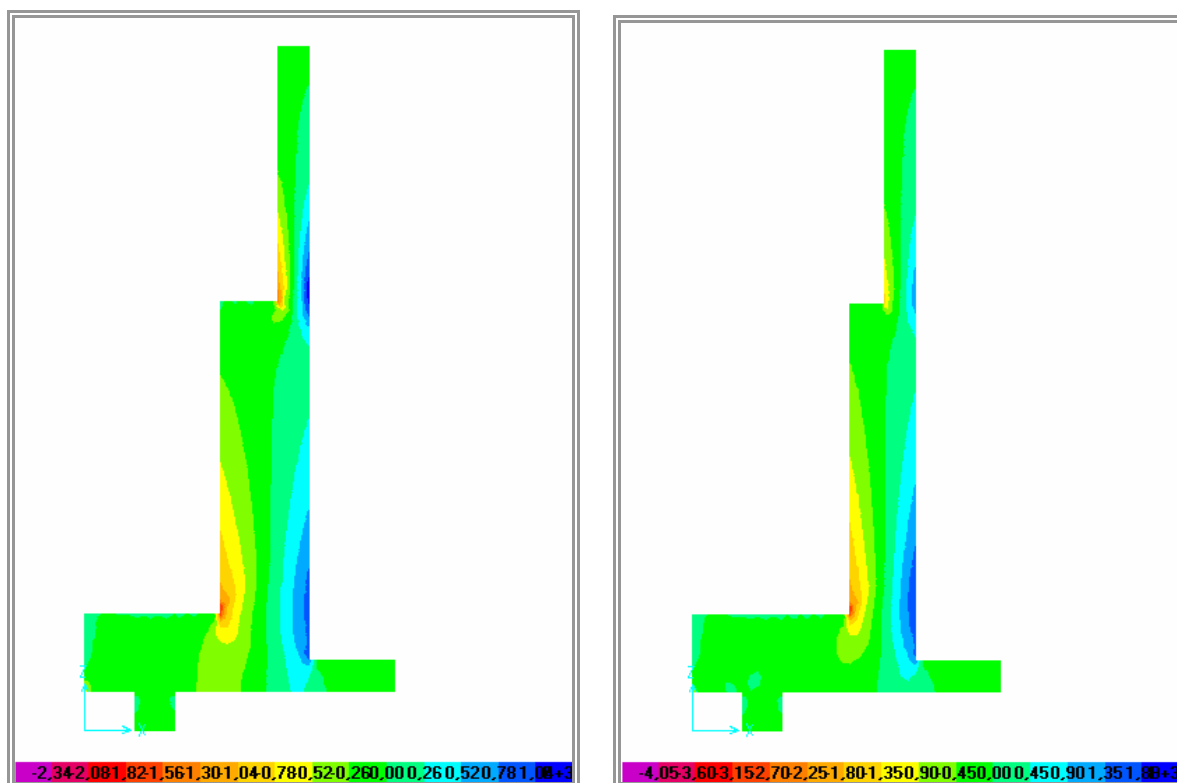


Figura 11.48. Tensiones normales  $\sigma_z$ .

Solución 2. b

Solución 2.c.

## 11.5. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO. SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

Ya se adelantó al principio de este capítulo la intención de hacer un doble análisis: estructural con el programa SAP 2.000 y geotécnico con el programa Plaxis 2D. En este sentido, se realizará un primer cálculo analítico de la seguridad al deslizamiento comparándose posteriormente estos resultados con la aplicación informática, realizando con ésta un estudio añadido del comportamiento del suelo para las distintas alternativas planteadas.

Para determinar las condiciones de seguridad al deslizamiento<sup>8</sup> emplearemos la conocida expresión analítica:

$$C_{sd} = \frac{(N + E_v) \cdot \mu}{E_h} \quad [11.3]$$

donde: N es la suma de pesos del propio muro y de las tierras situadas sobre la bandeja y el talón del muro.

$E_v$  es la componente vertical del empuje coincidente con el horizontal.

<sup>8</sup> En la comprobación analítica en estado límite de servicio, se ha despreciado el empuje pasivo en el frente del muro, entendiendo que los desplazamientos de la base no serán suficientes para, desarrollar este empuje; mientras que ese término si se considerará en los estados límites últimos. Este extremo se estudiará finalmente con los resultados obtenidos en Plaxis.

$\mu$  es el coeficiente de rozamiento entre el muro y el terreno en la base de cimentación. En nuestro caso hemos tomado este valor de  $0,58 = \tan \varphi$   
 $E_h$  es la componente horizontal del empuje.

En el caso de considerarse el estado límite último quedará:

$$C_{sd} = \frac{(N + E_v) \cdot \mu + E_p}{E_h} \quad [11.4]$$

En los siguientes cuadros resumimos los resultados obtenidos para los coeficientes de seguridad al deslizamiento en las combinaciones B y D, tanto en el Estado Límite de Servicio como en el Límite Último.

SOLUCIÓN 1		Solución 1d	Solución 1c	Solución 1a	Solución 1 (sin bloques)	Solución 1b	Solución 1e
Csd (E.L.S.)	Comb B	0,85	1,24	1,46	1,49	1,97	2,8
	Comb D	0,77	1,18	1,38	1,39	1,81	2,47
Csd (E.L.U.)	Comb B	1,5	1,90	2,26	2,18	2,95	4,3
	Comb D	1,36	1,79	2,13	2,10	2,71	3,75

Tabla 11.12. Resultados para el coeficiente de seguridad al deslizamiento en el muro Solución 1 ordenados desde el más desfavorable al óptimo en la solución 1.e.

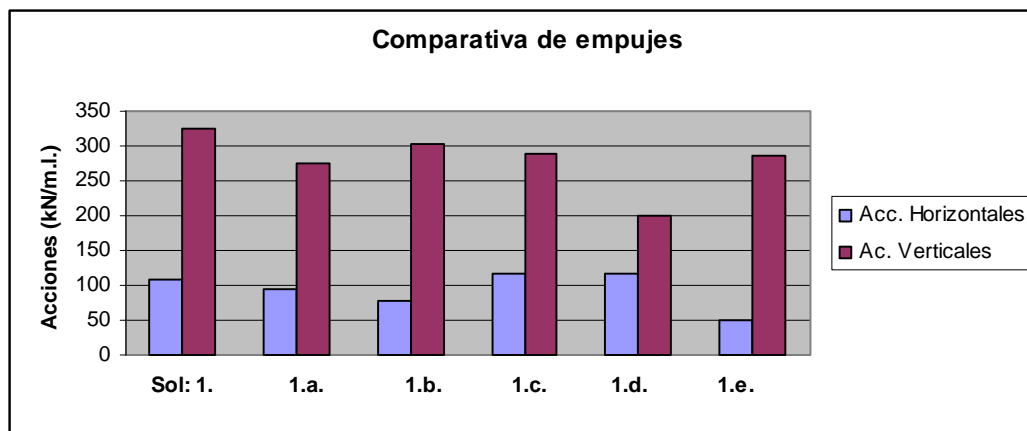


Figura. 11.49. Comparativa de empujes. Muro Solución 1

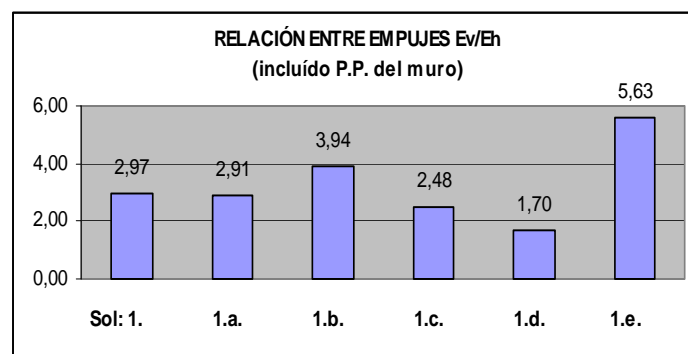


Figura. 11.50. Relación de empujes. Muro Solución 1

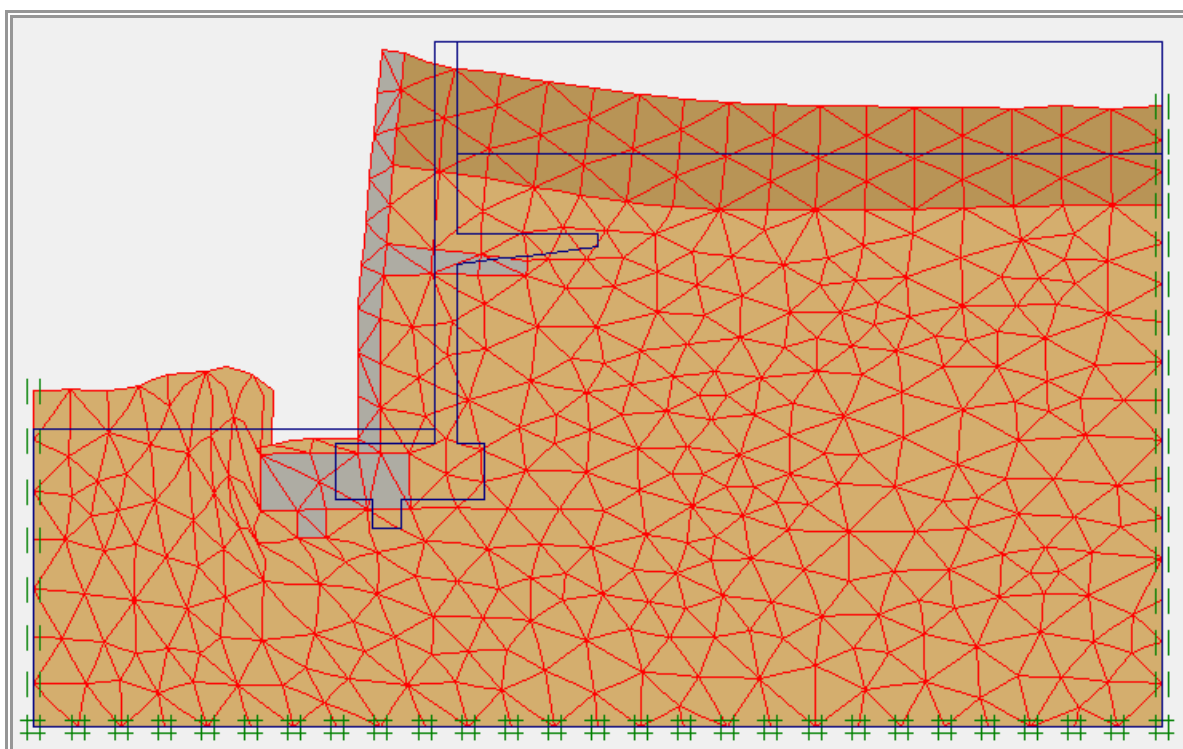


Figura 11.51. Solución 1-Combinación B. Deformada E 1:100  
Desplazamiento máximo 15,26 mm.

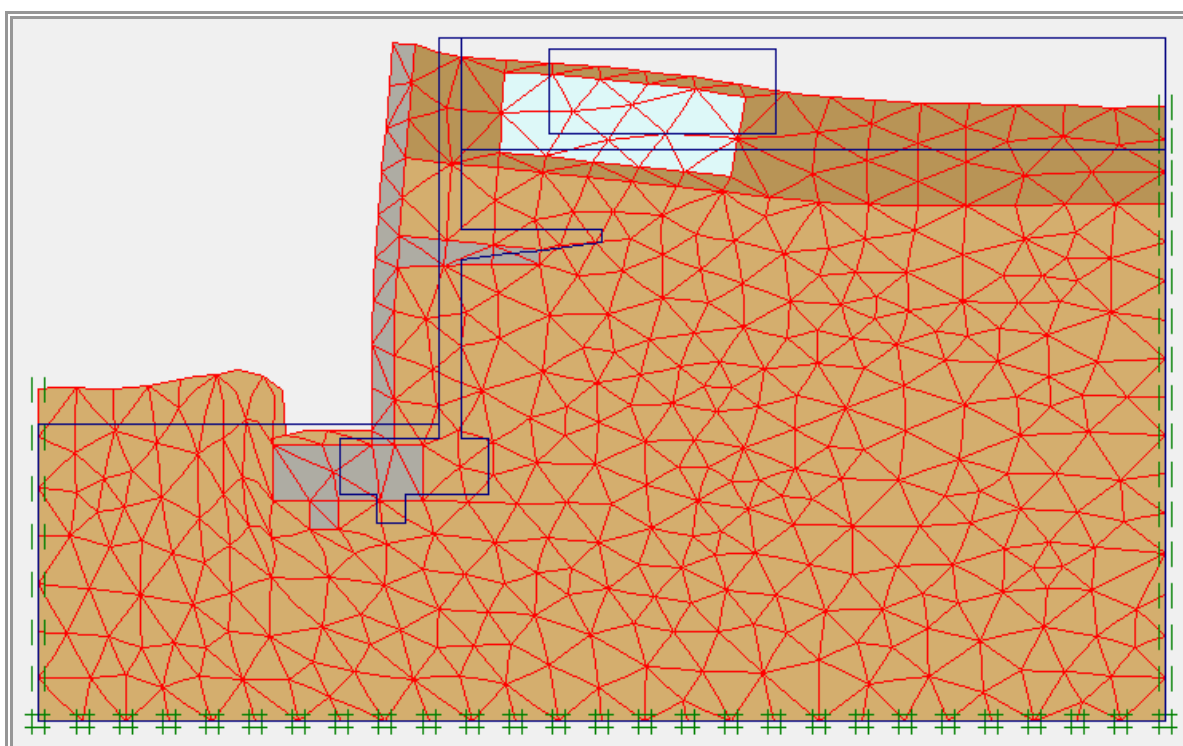


Figura 11.52. Solución 1.b. Deformada E 1:100  
Desplazamiento máximo 13,07 mm.

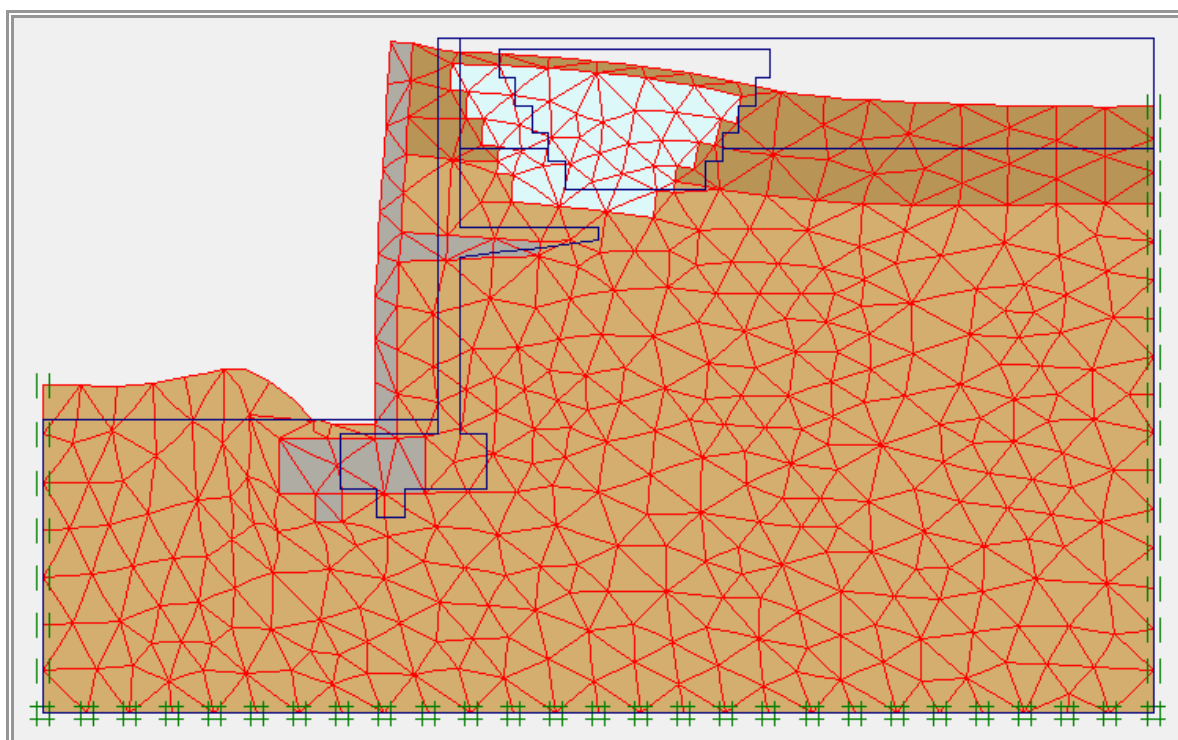


Figura 11.53. Solución 1.e. Deformada E 1:100.  
Desplazamiento máximo 12,65 mm.

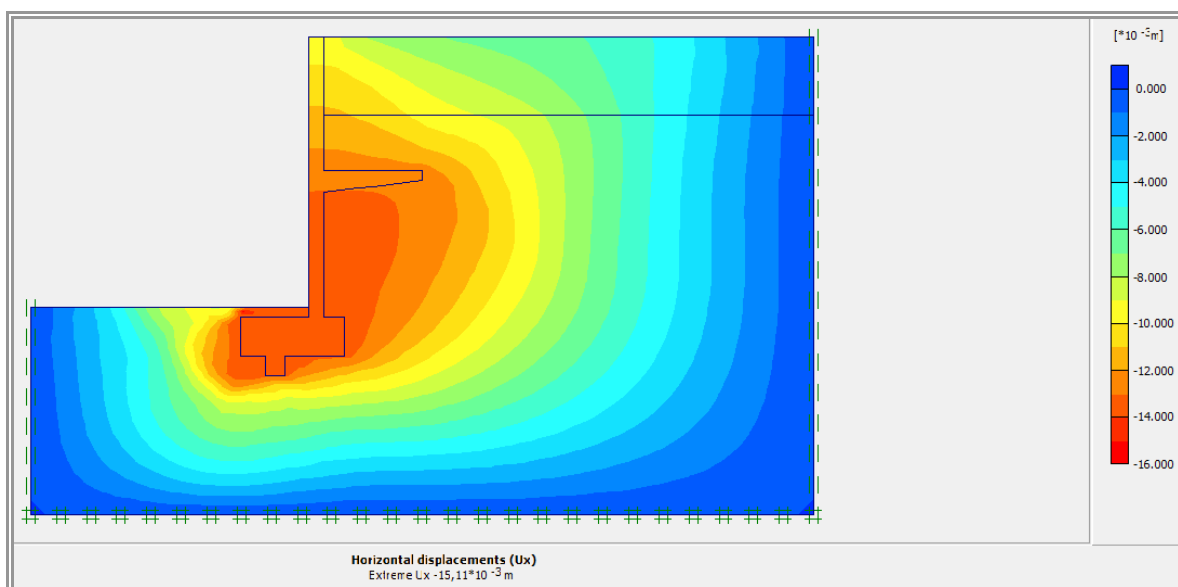


Figura 11.54. Solución 1. Desplazamientos horizontales. E 1:100  
Máximo 15,11 mm.

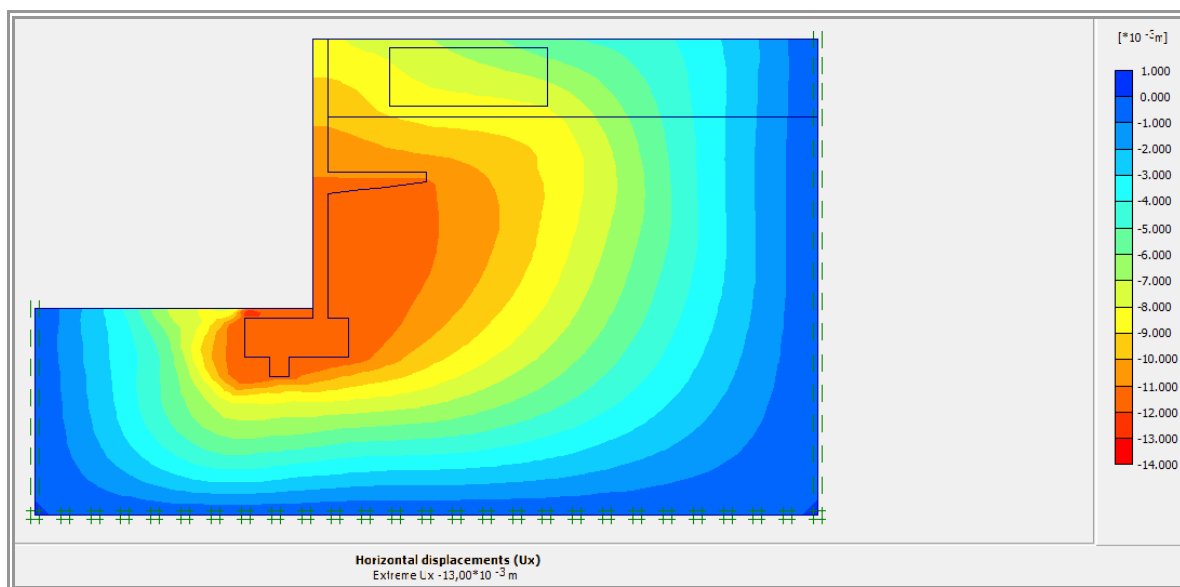


Figura 11.55. Solución 1.b. Desplazamientos horizontales. E 1:100.  
Máximo 13,00 mm.

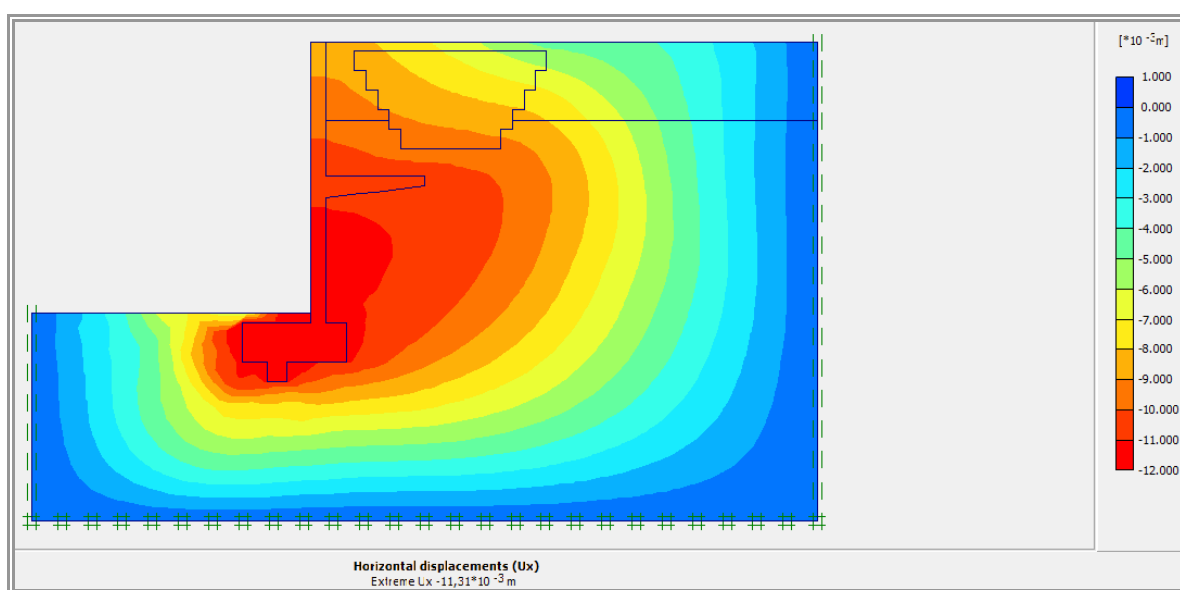


Figura 11.56. Solución 1.e. Desplazamientos horizontales. E 1:100.  
Máximo 11,31 mm.

En los gráficos presentados, se puede apreciar, además de cómo se van reduciendo los desplazamientos tanto totales como horizontales, otros dos aspectos de interés: en primer lugar, el ligero efecto de compresión que se produce en los bloques de EPS en las dos soluciones aquí analizadas (efecto que se puede haber alterado por el efecto de “cuelgue” que sufre el suelo en este cálculo de primer orden) y en segundo lugar, como disminuye ligeramente el gradiente de desplazamientos horizontales en el tramo superior del alzado del muro, de forma que para la soluciones 1.b. y 1.e., este gradiente de desplazamientos es significativamente inferior. En lo que se refiere a la compresión del poliestireno, este resultado coincide con el modelo que se hizo con el programa SAP incluyendo los bloques, y que tiene como consecuencia la reducción en torno a 1 mm. en las deformaciones horizontales entre el modelo inicial y los propuestos (b y e).

Si comparamos los resultados para la “flecha” en la coronación del muro (obtenida ésta en los cálculo en Praxis, como diferencia entre los desplazamientos horizontales entre la base del alzado del muro y la coronación); los resultados con el programa Plaxis son bastante menores a los obtenidos con SAP 2.000 (5,29; 4,25 y 3,12 frente a 7,65; 4,22 y 2,35 para la combinación B); sin embargo, mientras que con SAP, los resultados tanto del desplazamiento en coronación como la flecha en la bandeja, aumentan con la solución 1.b. y más aún en la 1.e., aquí el efecto es justo el contrario. Esto nos lleva a pensar en que se puedan ver alteradas las cuñas de deslizamiento con la inclusión de los bloques de EPS.

		Solución 1 (sin bloques)		Solución 1b		Solución 1e	
		Comb B	Comb D	Comb B	Comb D	Comb B	Comb D
Desplazamiento total Max. (mm)		-16,16	-24,53	-13,71	-17,06	-13,37	-16,49
Desplazamiento horizontal Max. (mm)		-16,00	-23,76	-13,64	-16,20	-11,79	-14,07
Desplazamiento vertical Max. (mm.)		-13,54	-20,20	-13,00	-16,03	-12,60	-15,76
Desplazamiento bajo cimentación (mm)	Ux	-14,10	-19,39	-12,13	-13,81	-11,57	-12,95
	Uy	-1,90	-5,30	-1,18	-2,27	-0,83	-1,77
Desplazamientos en coronación (mm.)	Ux	-8,95	-18,01	-8,13	-11,72	-8,02	-11,67
	Uy	-2,08	-4,93	-1,37	-2,08	-0,94	-1,56
Desplazamientos en la bandeja (mm.)	Ux	-12,86	-20,61	-11,27	-13,06	-10,94	-13,05
	Uy	-5,45	-7,87	-3,85	-4,47	-2,76	-3,27
Sección A	Presiones efectivas $\sigma'_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-220/-287	-228/-298	-218/-284	-221/-282	-219/-280	-221/-287
	Presiones Totales $\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-160/250	-185/-268	-152/-237	-165/-247	-162/-226 -145/-226	-172/-233 -152/-233
Sección B	Presiones efectivas $\sigma'_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-220	-220	-194	-194	-176	-176
	Presiones Totales $\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-201	-203	-185	-188	-174	-178

Tabla 11.13. Resultados comparativos obtenidos en Plaxis para el muro Solución 1.

Comparando los resultados de deformaciones en la tabla anterior, se aprecia, como aspecto más relevante, que el desplazamiento que más se reduce con las alternativas propuestas, es en todos los casos el horizontal, por lo que podemos concluir, que frente al deslizamiento, la inclusión en el relleno del trasdós de este aligeramiento, ofrece importantes ventajas. Si nos detenemos en los resultados de presiones en las secciones AA' y BB' (ver figura 11.57), nótese como mientras para la sección AA', las presiones tanto efectivas como totales, sufren ligeras fluctuaciones, en el caso de la sección BB' situada justo bajo la bandeja, y por tanto por debajo de la zona de relleno, hay una clara reducción de las presiones.

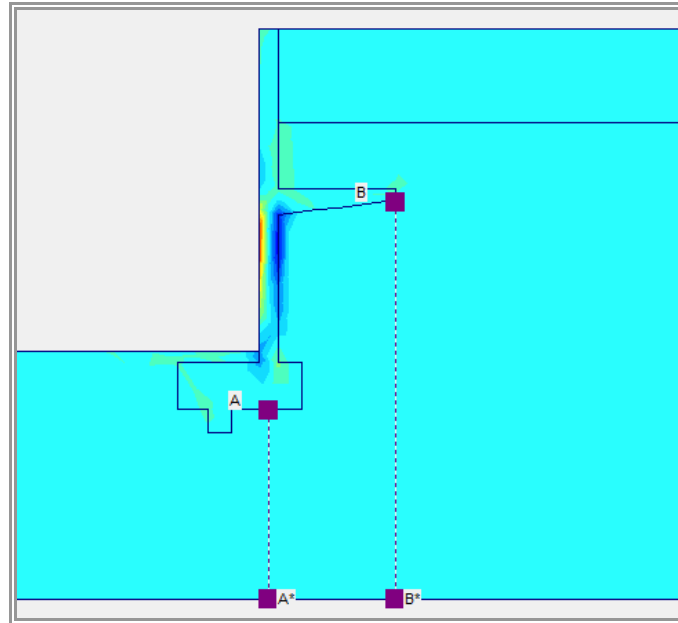


Figura 11.57. Situación de las secciones AA' y BB'

A continuación presentamos los distintos resultados obtenidos en el caso del muro Solución 2.

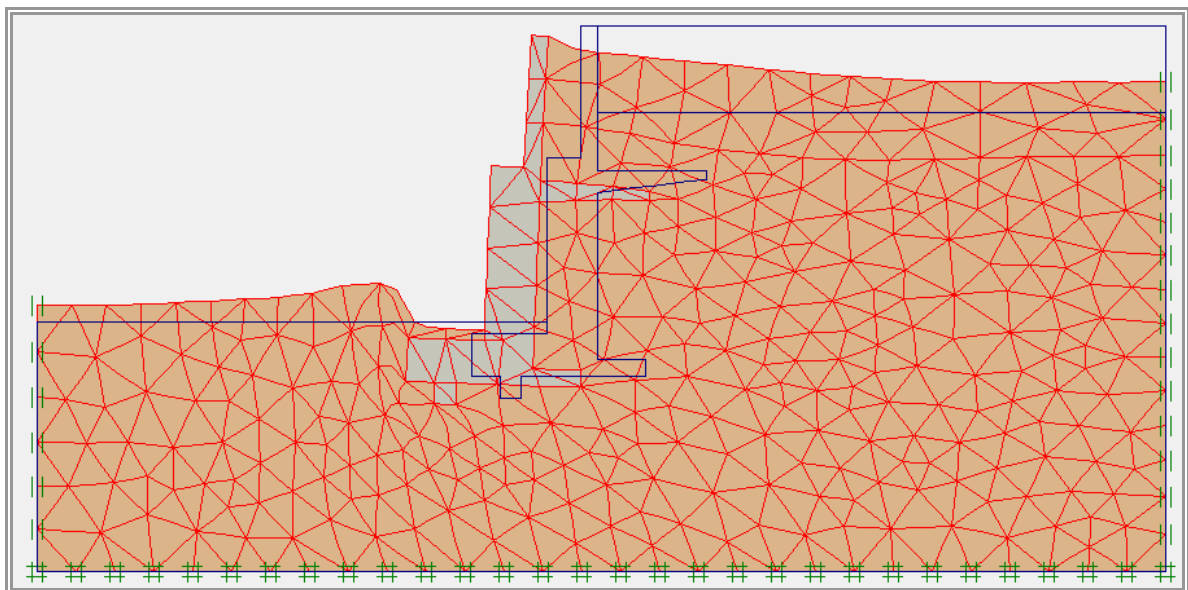


Figura 11.58. Solución 2 – Combinación B. Deformada E 1:100  
Desplazamiento máximo 15,40 mm.



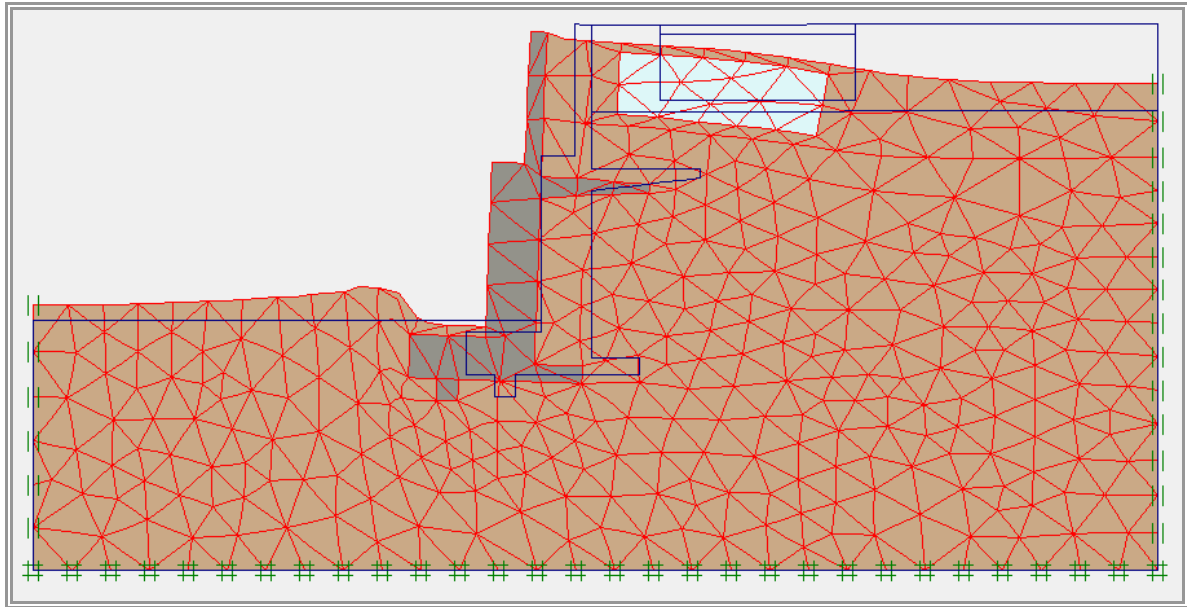


Figura 11.59. Solución 2a – Combinación B. Deformada E 1:100  
Desplazamiento máximo 13,97 mm.

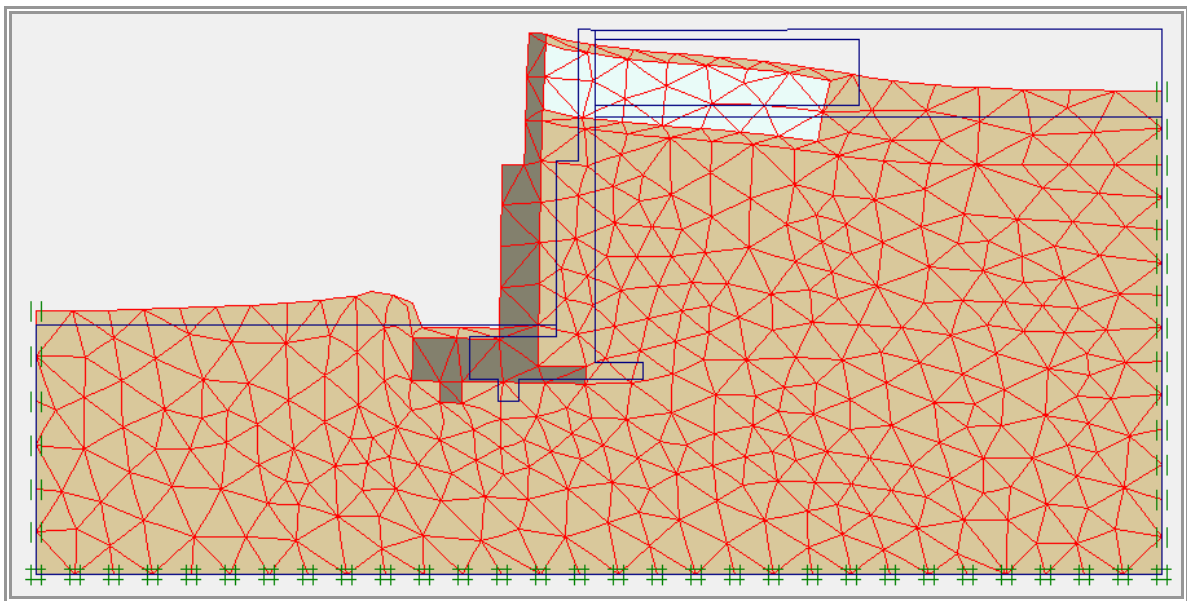


Figura 11.60. Solución 2b – Combinación B. Deformada E 1:100.  
Desplazamiento máximo 14,33 mm.

Observando detenidamente las deformadas anteriores, se aprecia como de forma gradual, y fundamentalmente en la última de ellas (solución 2.b) el movimiento de giro va desapareciendo, hasta que en esta última el muro se desplaza prácticamente en horizontal sin giro alguno, salvo en el tramo superior de menor rigidez. Esto se ve aún con más claridad en el gráfico siguiente, representando los desplazamientos vectorialmente.

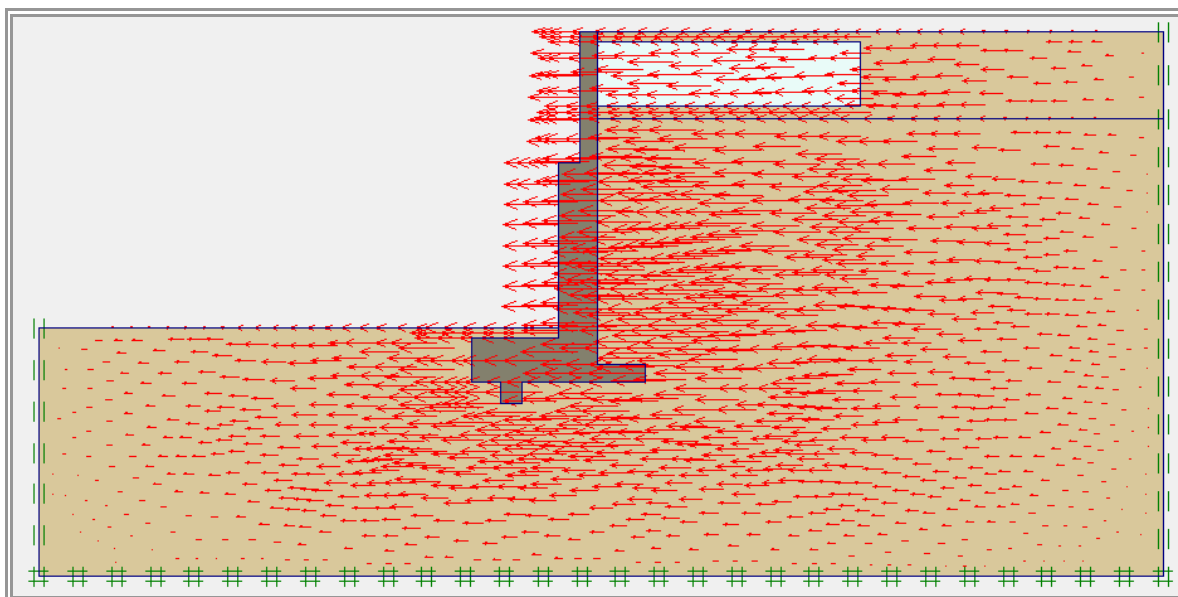


Figura 11.61. Solución 2b – Combinación B. Desplazamientos horizontales.  
Máximo 13,54 mm.

Independientemente de esto, de nuevo se puede ver el interés que tienen las soluciones propuestas, reduciéndose en las dos alternativas planteadas el desplazamiento general del muro. En este caso, además, creemos de interés resaltar como en la solución 2.b, se reducen estos desplazamientos respecto a la solución inicial y prácticamente en la misma cuantía que en la solución 2.a.; cuando se ha reducido de forma significativa el espesor del muro en su tramo inferior, pasando éste de 80 a 50 cm, obteniéndose a pesar de ello mejores resultados.

Revisando los valores de la tabla 11.14, se confirma lo dicho en los párrafos anteriores en cuanto a la mejora significativa en la estabilidad al deslizamiento con las dos nuevas alternativas, confirmándose así mismo, para la combinación B, como los desplazamientos horizontales relativos entre el apoyo del muro y su coronación se reducen a menos de 2 mm. en el caso de la tercera solución para este tipo de muro y también, pero en menor medida para la segunda (2.a). Sin embargo, este fenómeno ya aparece en el caso de las tres alternativas para la combinación D en la que se incluye la carga superficial, donde aparentemente, ésta compensa parcialmente el efecto del aligeramiento mediante EPS.

Comparando tanto en la tabla 11.13 como en la 11.14 los resultados de presiones, tanto efectivas como totales, se ve la diferente evolución seguida entre la sección AA' y BB', siendo en esta más notable, al estar afectado por la diferente posición y espesor de los bloques aligerantes.

## 11.6. VALORACIÓN ECONÓMICA ESTIMADA.

Ya que no se trata aquí de desarrollar exhaustivamente cada uno de los epígrafes del presupuesto de ambas soluciones, únicamente se va a intentar exponer de forma aproximada, la diferencia, en cuanto a costes, de la solución propuesta inicialmente, con la que se ha denominado 1.e que es la que técnicamente presenta mayores ventajas.

		Solución 2 (sin bloques)		Solución 2.a		Solución 2.b	
		Comb B	Comb D	Comb B	Comb D	Comb B	Comb D
Desplazamiento total Max. (mm)		-15,40	-19,38	-13,97	-18,12	-14,33	-18,48
Desplazamiento horizontal Max. (mm)		-15,40	-19,29	-13,63	-16,37	-13,54	-16,35
Desplazamiento vertical Max. (mm.)		-13,10	-17,24	-13,77	-17,09	-14,25	-17,42
Desplazamiento bajo cimentación (mm)	Ux	-15,19	-18,04	-13,47	-15,56	-13,34	15,45
	Uy	-1,33	-3,23	-0,91	-2,07	-0,43	-1,27
Desplazamientos en coronación (mm.)	Ux	-11,31	-18,38	-10,02	-14,78	-11,24	-15,38
	Uy	-2,28	-3,16	-1,75	-2,27	-0,93	-1,26
Desplazamientos en la bandeja (mm.)	Ux	-12,91	-18,03	-11,51	-15,00	----	----
	Uy	-4,78	-5,05	-3,60	-3,87	----	----
Sección AA'	Presiones efectivas $\sigma'_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-202/-286	-201/-284	-188/-271	-185/-274	-202/-260	-202/-262
	Presiones Totales $\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-170/232	-178/-244	-156/-230	-162/-238	-150/-222	-163/-222 -153/-222
Sección BB'	Presiones efectivas $\sigma'_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-226	-226	-200	-200	-200	- 200
	Presiones Totales $\sigma_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	-207	-207	-193	-194	-189	- 191

Tabla 11.14. Resultados comparativos obtenidos en Plaxis para el muro Solución 2.

Las presiones indicadas en la sección AA' representan el valor máximo y el tomado a 25 cm. bajo el apoyo del muro en una sección bajo el trasdós del muro.

Puesto que entre la Solución 1 (inicial) y la 1.e no se ha modificado la geometría del muro, únicamente el material de relleno, entendemos que básicamente la diferencia económica entre una y otra estaría, solamente en la cuantía de armadura, por los diferentes esfuerzos, y en el volumen de material de aporte para el relleno del trasdós.

Al hilo de lo dicho en el párrafo anterior, se han determinado los esfuerzos en cada tramo del muro a partir de los esfuerzos obtenidos en el programa SAP2000. A partir de estos, se han obtenido las armaduras para las dos soluciones a comparar, obteniéndose una diferencia de 18 kg por metro de muro (unos 25 € por metro), lo cual ya nos hace ver que este importe es insignificante frente al del material de relleno. Hay que tener presente que la armadura horizontal es la misma en ambos casos, y la aplicación de cuantías mínimas hace que la repercusión total de armadura resulte no ser muy notable.

El volumen de material de relleno se ha estimado en 17 m<sup>3</sup> por metro de muro, frente a los 20 m<sup>3</sup> al emplearse EPS, ya que en la solución 1.e propuesta, se aumentaba ligeramente el volumen de material (y por tanto de excavación), aunque como es lógico se podría renunciar a esto a costa de aumentar ligeramente el empuje.

Aplicando un coste de 25 €/m<sup>3</sup> al material de relleno y 105,7 €/m<sup>3</sup> a los bloques de EPS (precio facilitado por fabricantes de la zona), se obtiene un coste de 425 €/m.l. con relleno granular únicamente, y de 1226 €/m.l. si se sustituye éste parcialmente por poliestireno expandido.

Podemos concluir, por tanto, que si bien el uso de bloque de EPS como material de relleno del trasdós presenta ciertas ventajas técnicas, en casos similares al aquí analizado, no sería rentable económicamente. Aún cuando el precio del poliestireno pueda variar en un futuro, no parece fácil que la sustitución resulte ventajosa. Cuestión distinta sería que pudiera resultar de interés el uso de EPS si los desplazamientos obtenidos con material granular resultan excesivos.

Bien distinta es la situación que se nos plantea en la que hemos denominado Solución 2 (inicial) frente a la que en este trabajo se ha definido como 2.b., puesto que en esta última se ha reducido el espesor del tramo inferior del alzado del muro (pasando de 80 a 50 cm.), además de eliminarse la bandeja intermedia.

Aquí las cuantías de acero que hemos obtenido suponen una reducción de 86 kg por metro de muro (unos 120 €/ml de reducción de coste), a lo que habría que añadir la reducción de volumen de hormigón, que supondría 1,84 m<sup>3</sup> menos por metro lineal de muro, lo que reduciría aproximadamente 430 €/ml. Por contrapartida, el volumen de relleno granular para la Solución 2 es aproximadamente 20,20 m<sup>3</sup> frente a los 13,7 m<sup>3</sup> de material granular que se emplearían en la Solución 2.b más el volumen de EPS que es de 12 m<sup>3</sup>. En consecuencia, estaríamos pasando de un coste de 505 €/ml frente a 1610 €/ml.

En resumen, la diferencia entre ambas alternativas alcanza los 675 €/ml de coste añadido en caso de emplearse EPS como material de relleno.

Aún cuando también en este caso el resultado resulta negativo, la diferencia no resulta tan importante, y en este caso se simplifica claramente la ejecución al eliminarse la bandeja, aspecto este que es una clara ventaja en costes, al reducirse el tiempo de ejecución.

En ambas situaciones - Soluciones 1 y 2 - habría que añadir a las diferencias estimadas, una reducción de costes indirectos por la reducción del tiempo de ejecución.



## CAPÍTULO 12.

### APLICACIÓN IV: PANTALLA DISCONTINUA DE PILOTES CON RELLENO ALIGERADO CON EPS.

#### 12.1. INTRODUCCIÓN.

En esta nueva aplicación, se pretende analizar la viabilidad de la alternativa propuesta al proyecto de reparaciones de un campo deportivo que ha sufrido patologías por deslizamiento. El proyecto se ubica en la localidad de Ubrique (Cádiz).

Ante el deslizamiento producido en uno de los vértices que delimita el terreno de juego se planteó una solución mediante la colocación de dos líneas de pilotes colocados al tresbolillo, unidos mediante un encepado común. Estos pilotes se anclarían en el terreno a una profundidad suficiente, de forma que se superase la línea del círculo de deslizamiento que configura la superficie de rotura del terreno.

Como se indica en el estudio geotécnico, la zona afectada por patologías se corresponde con la esquina orientada más al noroeste del mencionado recinto. Estas patologías se reflejan en el terreno a través de una fisura que cruza dicha esquina atravesando en uno de sus lados una escollera que hace de cerramiento o de límite de la zona de actuación. Asimismo, se tiene constancia de que en esta esquina en años anteriores se habían producido lavados de material y asentamientos del terreno provocados por la presencia de material de relleno indiscriminado y un compactado deficiente. Tras diferentes ciclos de precipitaciones, este proceso se repetía periódicamente.



Figura 12.1. Imagen de los daños por deslizamiento.

Aún cuando el deslizamiento se ha producido en una de las esquinas, lindando con una carretera perimetral, sus efectos se observan en los terrenos sin urbanizar existentes junto al campo de fútbol, así como en la valla de cerramiento perimetral del propio terreno de juego.



Figura 12.2. Imagen de los daños en el cerramiento.

En esta nueva situación se propone sustituir parcialmente el relleno por bloques de EPS de alta densidad; con ello se pretende disminuir la presión que el terreno ejerce sobre los pilotes; consiguiendo con ello reducir la sección de los mismos, e incluso se analiza en una de las alternativas, la posibilidad de eliminar una de las líneas de pilotes.

## **12.2. ANTECEDENTES.**

El campo de deportes se enmarca en la zona periférica del casco urbano de manera que linda con el entorno natural y físico que circunda el municipio, en el que se encuentra una topografía irregular característica de los municipios de la sierra de Cádiz.

Esta irregularidad del entorno físico hace que se planteen de forma habitual desniveles a la hora de hacer explanaciones como la realizada para la ejecución del campo de deportes, con el consecuente riesgo de deslizamiento en los terraplenes que se generan por efecto de la intervención.

El área de estudio está comprendida por el campo de fútbol actualmente en ejecución de 6.161 m<sup>2</sup> así como los alrededores del campo. El eje largo del campo de fútbol está orientado Norte-Sur. La zona afectada por patologías se corresponde con la esquina orientada más al noroeste.

## **12.3. ESTADO ACTUAL Y PROYECTO INICIAL.**

La solución inicial consistía en una pantalla de pilotes colocados al tresbolillo con un encepado arriostrante en la cabeza de los mismos, con una disposición en L, situándose una viga entre los dos brazos de la L para aumentar la rigidez.





Figura 12.3. Imagen de la ladera existente en la esquina de la zona deportiva.



Figura 12.4. Imagen de la ladera existente en la esquina de la zona deportiva.  
En primer plano se observan los planos de corte y al fondo el límite del terraplén con la escollera.

Aun cuando la situación más efectiva de la pantalla sería cercana al punto medio del talud [Ausilio, E., et al, 2001], al quedar fuera de los terrenos de la propiedad, se situará justo al borde del talud, entendiendo que es probable que la escollera tenga un mínimo deslizamiento. En este mismo sentido se pronuncian otros autores [Won, J., et al, 2005], insistiéndose además en la conveniencia de coaccionar las cabezas de los pilotes para reducir la deflexión en los mismos. Hay sin embargo autores que han señalado como posición idónea la cresta del talud [Lee, C., et al, 2006].

Tras determinar, en el estado inicial y para diferentes cortes del terreno los coeficientes de seguridad al deslizamiento, así como el círculo más probable de deslizamiento, se realizó un nuevo estudio a partir de la solución propuesta de pantalla de pilotes colocados al tresbolillo y encepado común (figura 12.5), verificándose el coeficiente de seguridad al deslizamiento en la sección más desfavorable. Con la colocación de los pilotes



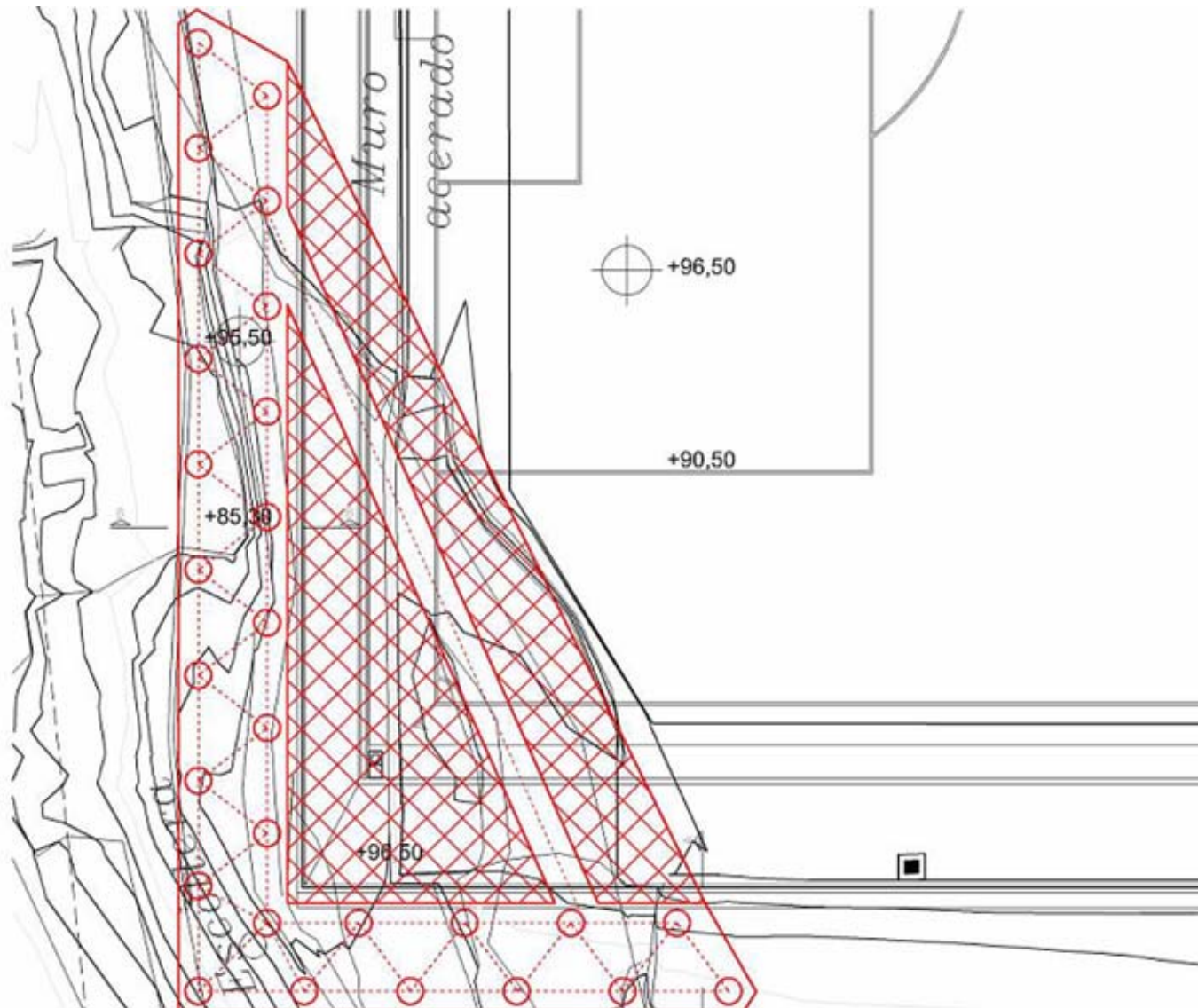


Figura 12.5. Croquis de la actuación. (Jaramillo, A. 2011)

como refuerzo del terreno se incrementaría el coeficiente de seguridad, pasando éste de 0,94 en el estado inicial a 2,29, según los resultados del proyecto con esta alternativa. El proyecto inicial no incluía el análisis de la escollera.

Hemos estudiado comparativamente los resultados, fundamentalmente los desplazamientos; del estado actual, en el que únicamente aparece la escollera, con la solución inicial propuesta con la pantalla discontinua de pilotes. Para ello se ha empleado el programa Plaxis 3D Tunnel, modelándose ambas soluciones (actual y proyecto inicial). El esquema de cada uno de los modelos de elementos finitos aparece en las figuras 12.6 y 12.7, optándose en ambos casos por la opción de malla “fine”, refinándose las zonas o “cluster” correspondientes a la escollera y a los pilotes. El elemento empleado por el programa es un prisma de base triangular de 15 nodos, partiendo en el modelo 2D de elementos triangulares de 6 nodos, utilizándose cuadriláteros de ocho nodos, para, mediante “extrusión”, convertirlos en los elementos prismáticos indicados. Todos los modelos realizados abarcan una longitud de 20 m en dirección perpendicular al perfil más desfavorable, longitud que entendemos suficiente para que sean representativos los resultados obtenidos.

Si se observan con detenimiento las siguientes figuras (12.6 y 12.7), en el modelo se ha introducido en la fase de geometría el nivel freático, que en el proyecto analizado en este capítulo, presenta una ligera inclinación. En las figuras éste aparece grafiado mediante la siguiente simbología:

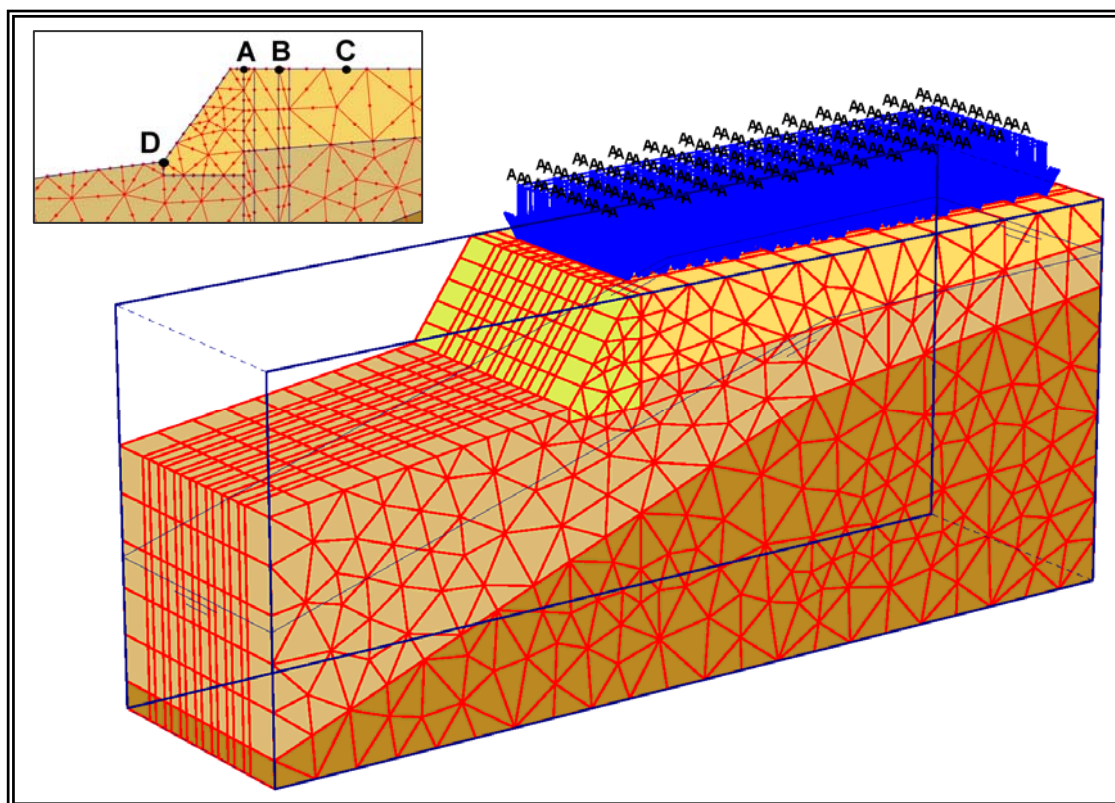


Figura 12.6. Modelo del estado actual. Vista general y detalle.  
Situación de los puntos A, B, C y D.

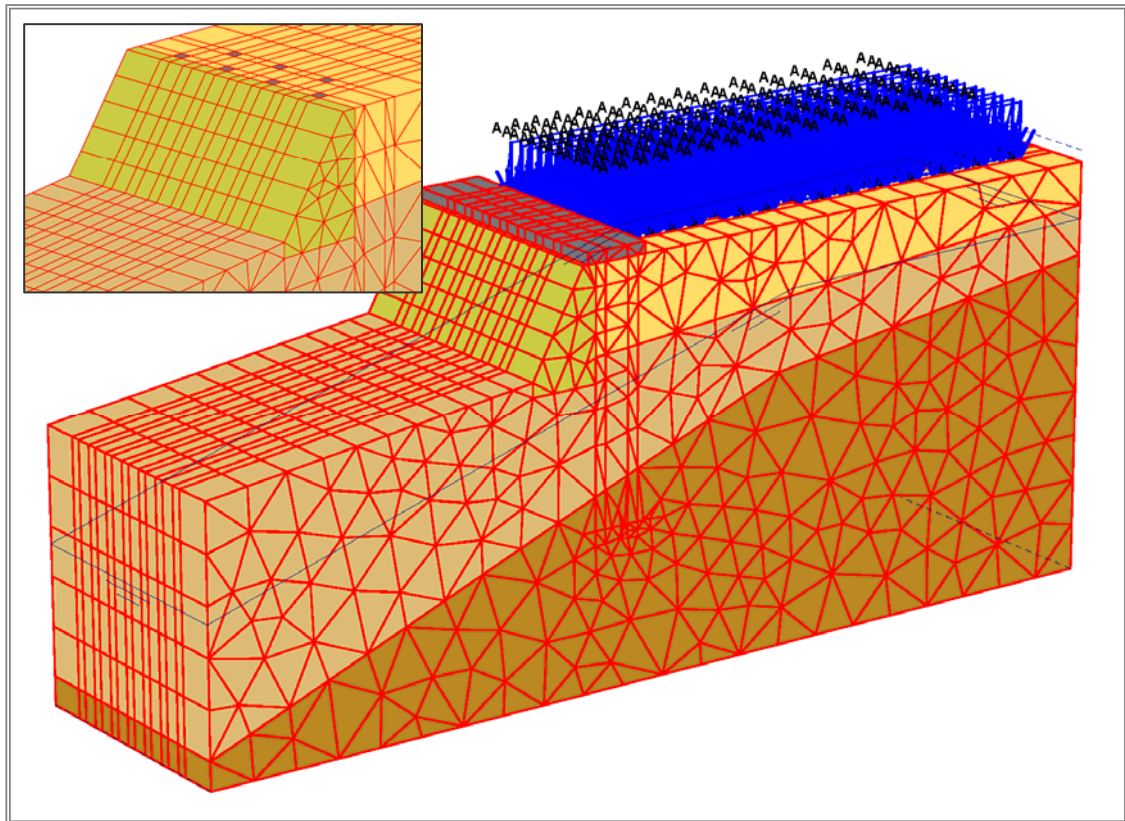


Figura 12.7. Modelo de la propuesta inicial. Vista General y detalle de pilotes.

Pasamos a continuación a incluir las distintas propiedades de los materiales empleados, así como las características de los diferentes estratos de suelo. Estos serán los datos que se emplearán en todos los modelos de este capítulo

#### **Escollera**

Peso específico	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 6.000 \text{ KPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Cohesión	$c = 0 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 42^\circ$

#### **Nivel 1. Relleno**

Peso específico	$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 3.000 \text{ KPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Cohesión	$c = 10 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$

#### **Nivel 2. Material coluvial (espesor variable)**

Peso específico	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_{\text{sat}} = 19,5 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 5.000 \text{ KPa}$

Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,33$
Cohesión	$c = 30 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 25^\circ$

### Nivel 3. Flysh (espesor variable)

Peso específico	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 12.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,32$
Cohesión	$c = 35 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 25^\circ$

### Poliestireno expandido

Peso específico	$\gamma = 0,3 \text{ kN/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 6.000 \text{ KPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,10$

### Hormigón

Módulo de deformación longitudinal	$E = 2,6 \cdot 10^4 \text{ MPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Peso específico	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

Como uno de los resultados más significativos, presentamos a continuación (figuras 12.8 y 12.9) las salidas de deformaciones de ambos modelos a la misma escala.

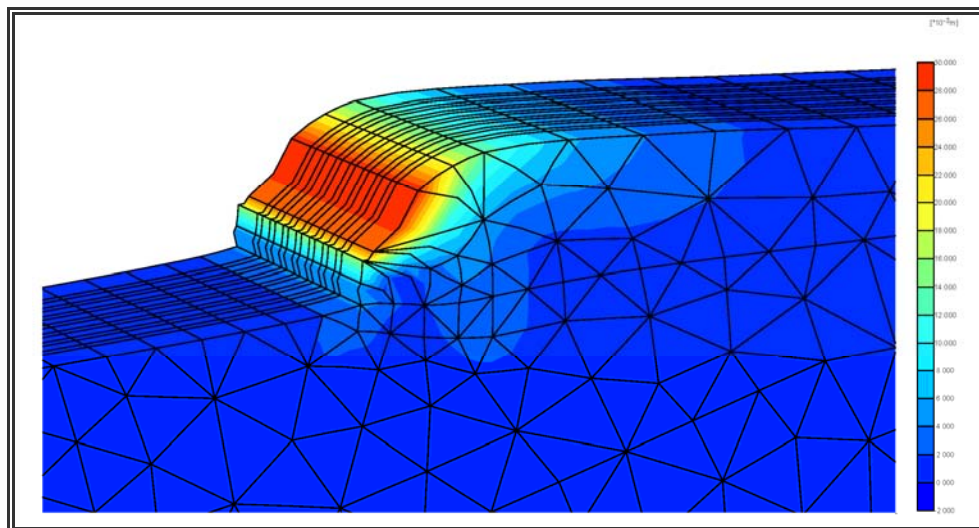


Figura 12.8. Deformada estado actual.  $U_{\text{max}} = 31,71 \text{ mm}$ . Escala 1:100

Aún cuando ambos gráficos son muy similares, sí es notorio el importante descenso de los desplazamientos, pasando de un valor de 31,71 a 16,01 con la propuesta inicial de dos líneas de pilotes al tresbolillo. En ambos modelos se constata que los máximos desplazamientos se encuentran localizados en la zona central de la escollera. Veremos en el siguiente apartado como esto se modifica ligeramente en alguno de los modelos estudiados.



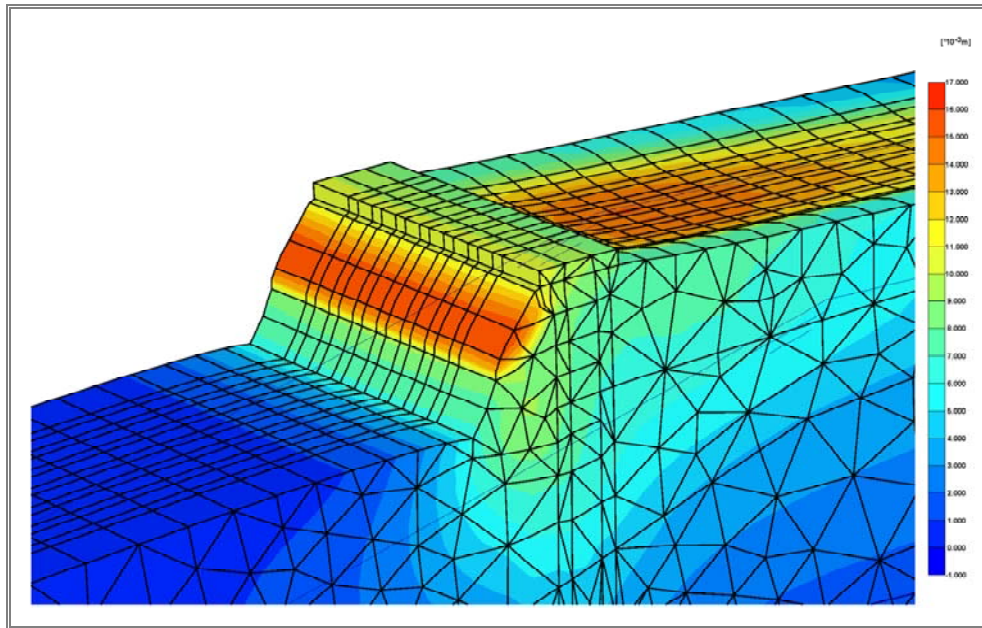


Figura 12.9. Deformada Proyecto inicial.  $U_{\max} = 16,01$  mm. Escala 1:100.

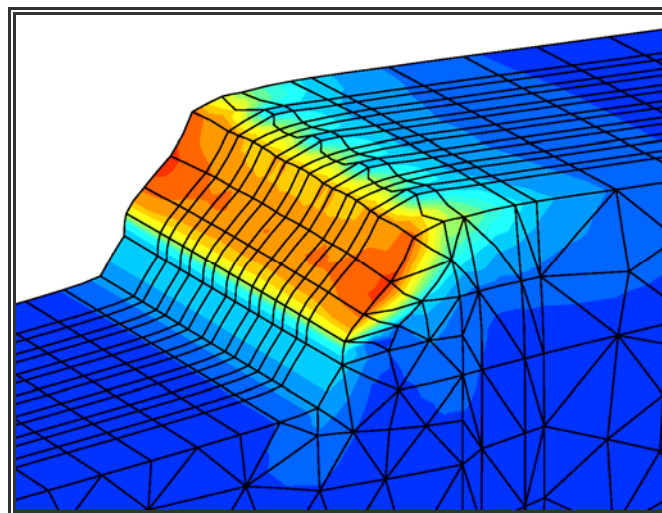


Figura 12.10. Detalle de deformada Proyecto inicial (sin sobrecarga).

También entendemos como resultados muy significativos, los desplazamientos horizontales, que nos dan una idea bastante intuitiva del efecto de deslizamiento en las dos situaciones expuestas (figuras 12.11 y 12.12).

En el caso de los desplazamientos horizontales, la reducción iría de 23,82 a 11,83 mm. entre ambos modelos, siendo tanto en éstos, como en los totales una reducción de más del 50%, si bien realmente es algo superior, entendiendo que los valores representativos para el caso de la pantalla de pilotes serían los de los planos centrales del modelo, tomando en este caso los desplazamientos valores en torno a 15,53 mm. para los totales y 11,20 mm. en los desplazamientos horizontales. En las representaciones anteriores (12.8 y 12.9), los desplazamientos se estabilizan en la zona superior del modelo, en ambos casos a unos 13 m. del borde superior de la escollera.

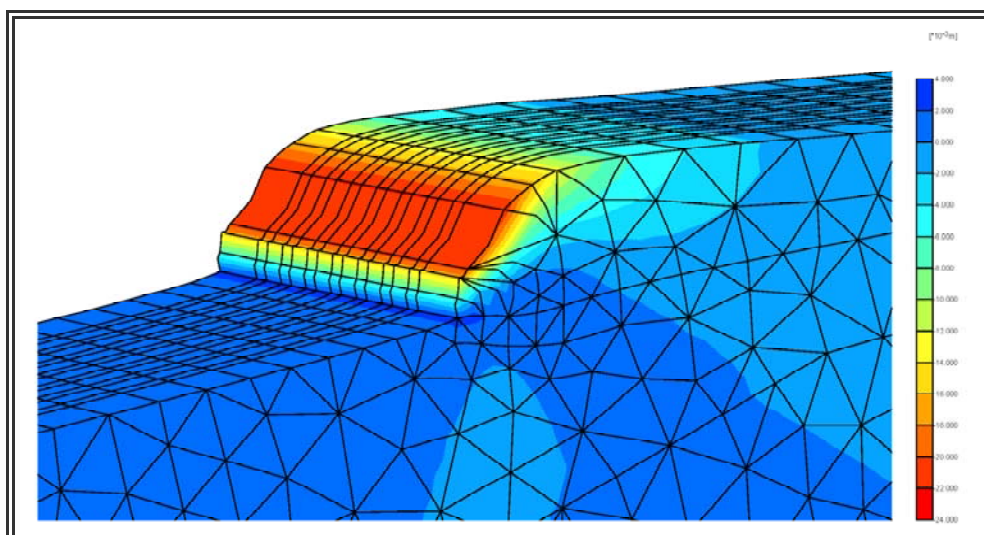


Figura 12.11. Desplazamientos horizontales. Estado actual.  $U_{x_{\max}} = -23,82$  mm

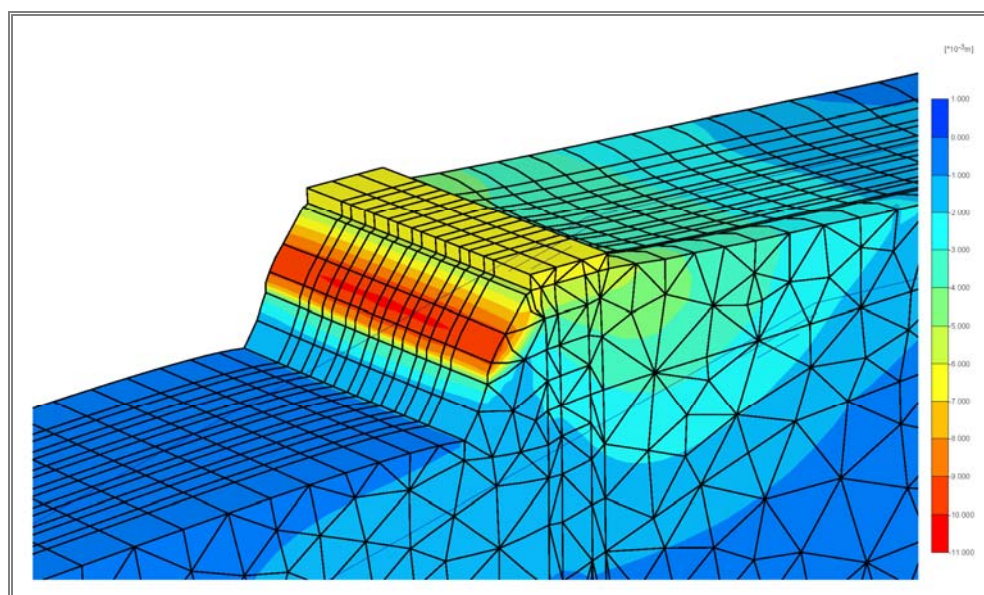


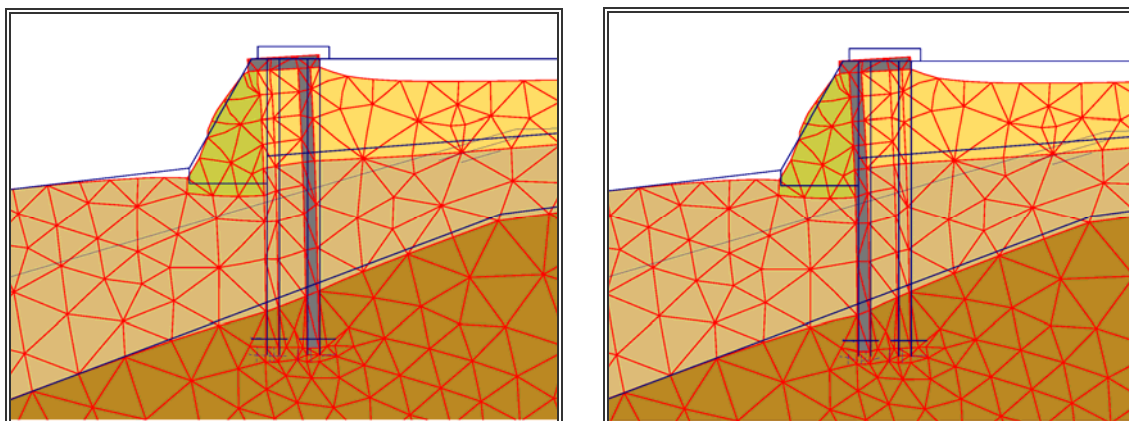
Figura 12.12. Desplazamientos horizontales. Proyecto inicial.  $U_{x_{\max}} = -11,83$  mm.

Por último, presentamos algunos detalles de la deformada obtenida para la solución planteada inicialmente mediante dos líneas de pilotes (figuras 12.13 a 12.15)<sup>1</sup>.

En el apartado siguiente, se concretarán algunos datos más de estas dos situaciones comparándolas con el resto de las allí estudiadas.

Comentar, finalmente, el efecto arco que se produce entre pilotes contiguos, tal como se puede apreciar en las figuras 12.10 y 12.15.

<sup>1</sup> En las deformadas obtenidas, se observa una cierta discontinuidad en la zona inferior de la escollera. Entendemos que este hecho puede ser consecuencia de la falta de refinamiento de la malla a la que obliga el software empleado, pero que no afecta a la globalidad de los resultados obtenidos.



Figuras 12.13 y 12.14. Detalles de la deformada en la zona central. Proyecto inicial. Escala 1:100

#### 12.4. ALTERNATIVAS PROPUESTAS.

Nuestra propuesta consiste en sustituir parcialmente el relleno por bloques de EPS de alta densidad (figura 12.15); con ello se pretende disminuir la presión que el terreno ejerce sobre los pilotes, consiguiendo con ello reducir la sección de los mismos, e incluso se analiza en una de las alternativas, la posibilidad de eliminar una de las líneas de pilotes. Al igual que en los casos anteriores, las alternativas propuestas se han modelado en Plaxis 3D Túnel con las mismas opciones y tipo de elementos. En todos los casos planteados, tanto los descritos en el apartado anterior como en este, se ha empleado a la hora de calcular las presiones iniciales, la opción Gravity que implementa el programa para las situaciones con estratos no horizontales, como es la nuestra.

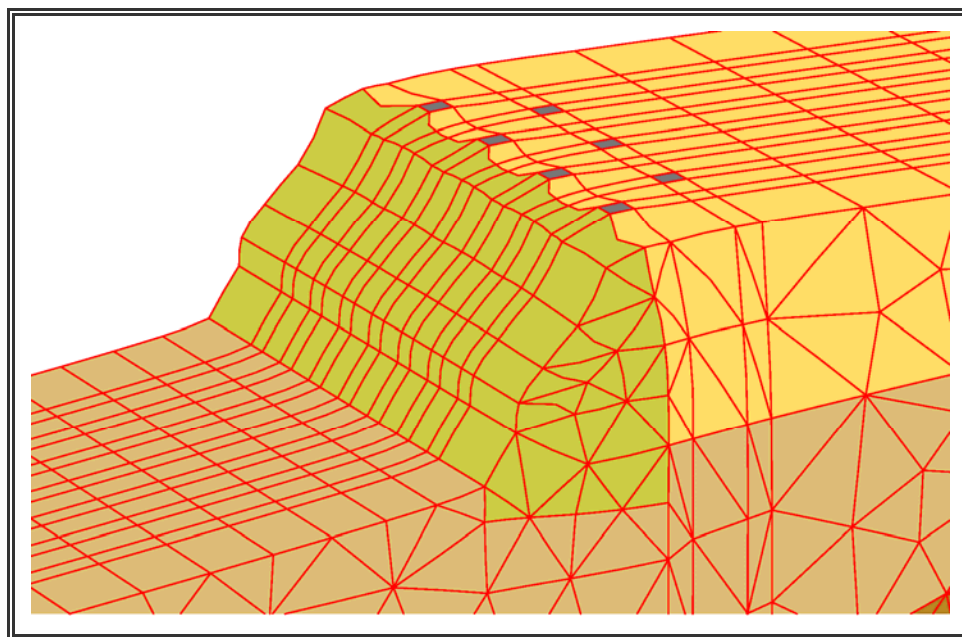


Figura 12.15. Detalle de escollera y cabeza de pilotes.

Aún cuando, finalmente, la solución que se ha confirmado como idónea técnicamente, es la que aparece en la figura 12.18, también se han estudiado otras tres



alternativas que se representan en otras tantas figuras (12.16, 12.17 y 12.19), en las que, por un lado, se ha modificado la configuración de los bloques de EPS, y en la última de ellas (EPS4) se ha estudiado la posibilidad de eliminar una de las líneas de pilotes, dejando solo una discontinua cercana a la escollera.

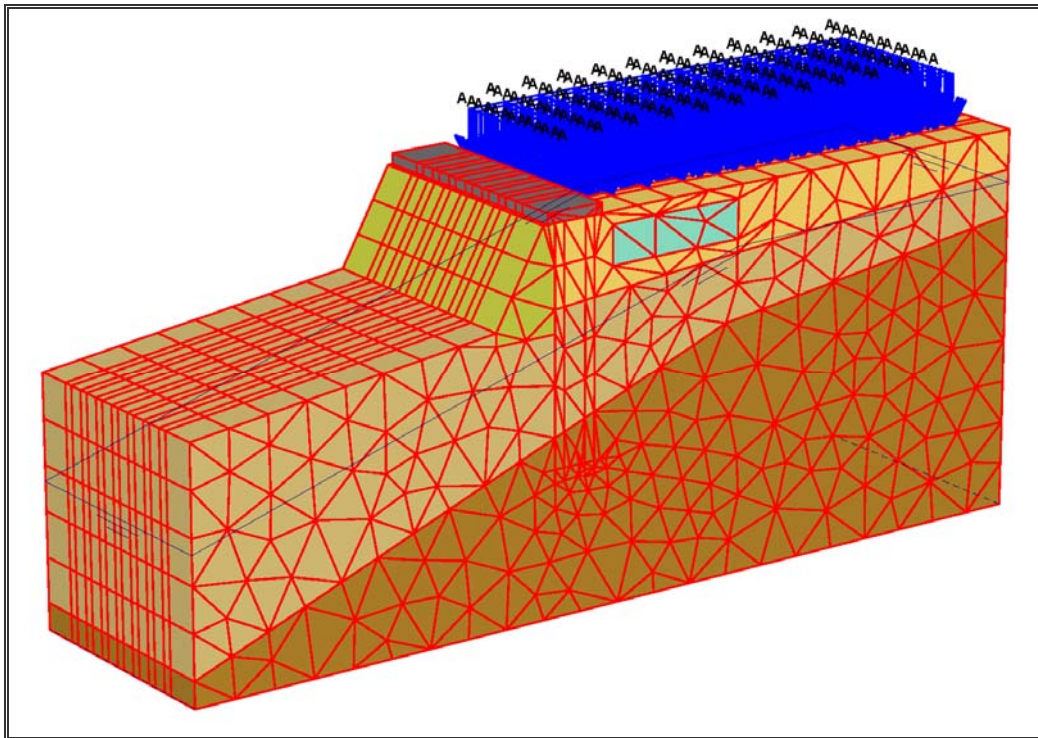


Figura 12.16. Solución EPS1.

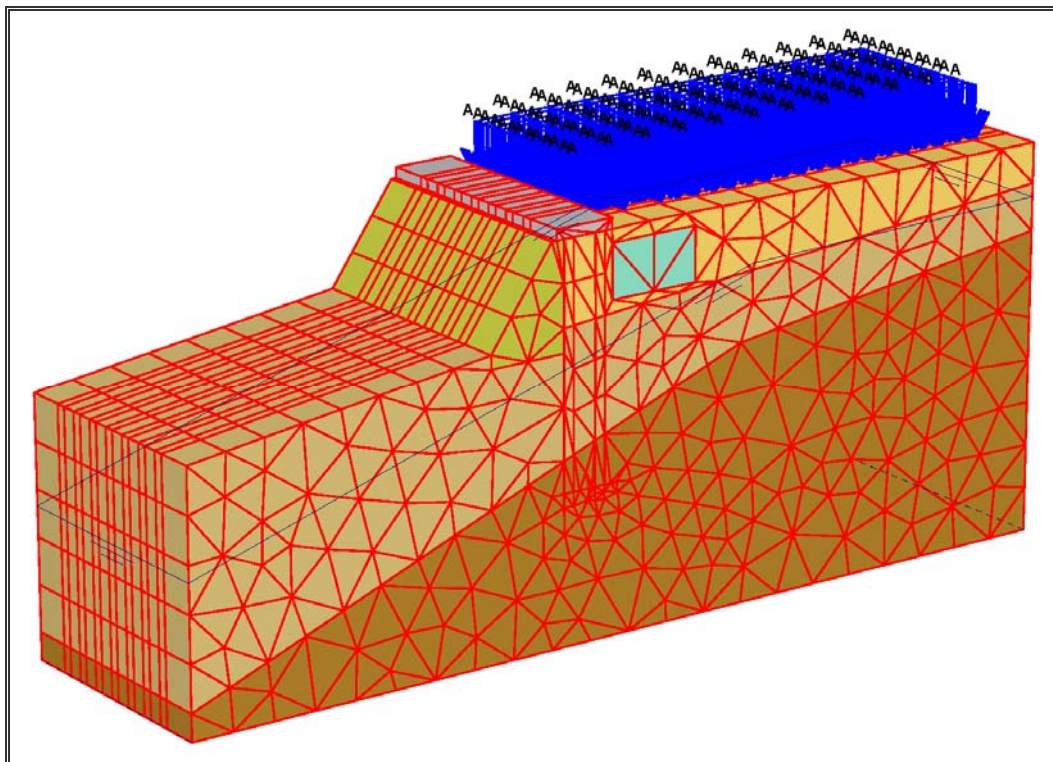


Figura 12.17. Solución EPS2



Presentamos de nuevo, como resultados más significativos, los desplazamientos horizontales (figuras 12.20 a 12.32), observándose en cada una de las deformadas aportadas el deslizamiento, fundamentalmente en la zona de la escollera.

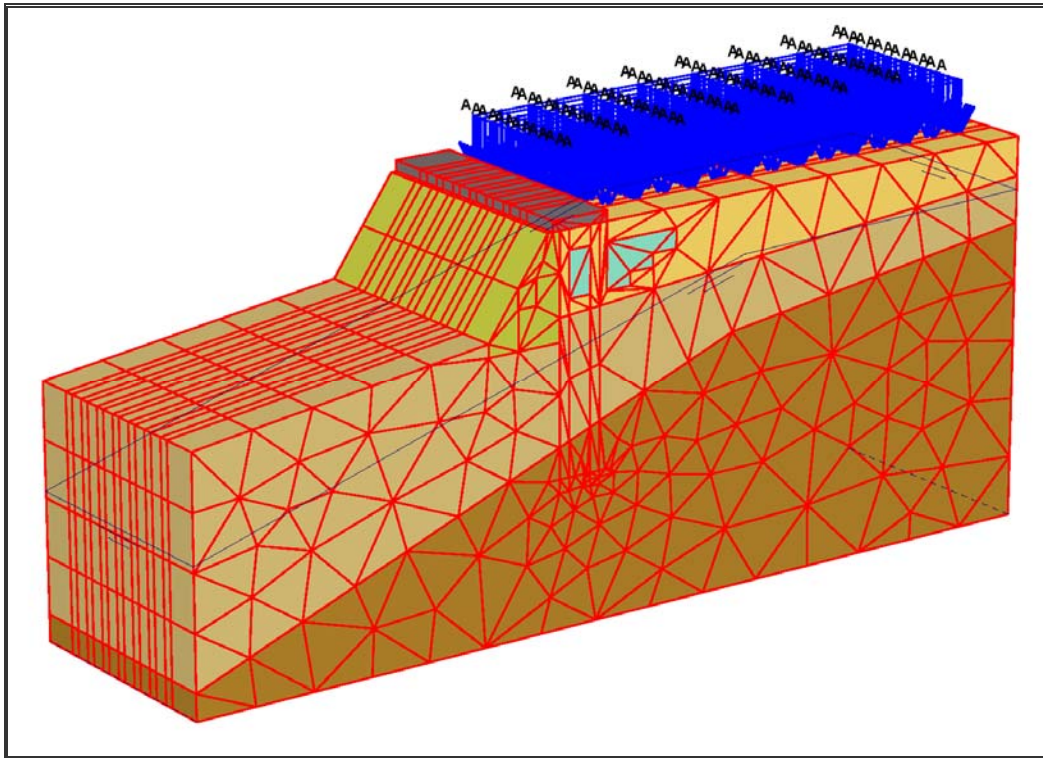


Figura 12.18. Modelo de la propuesta con EPS (denominada EPS3).

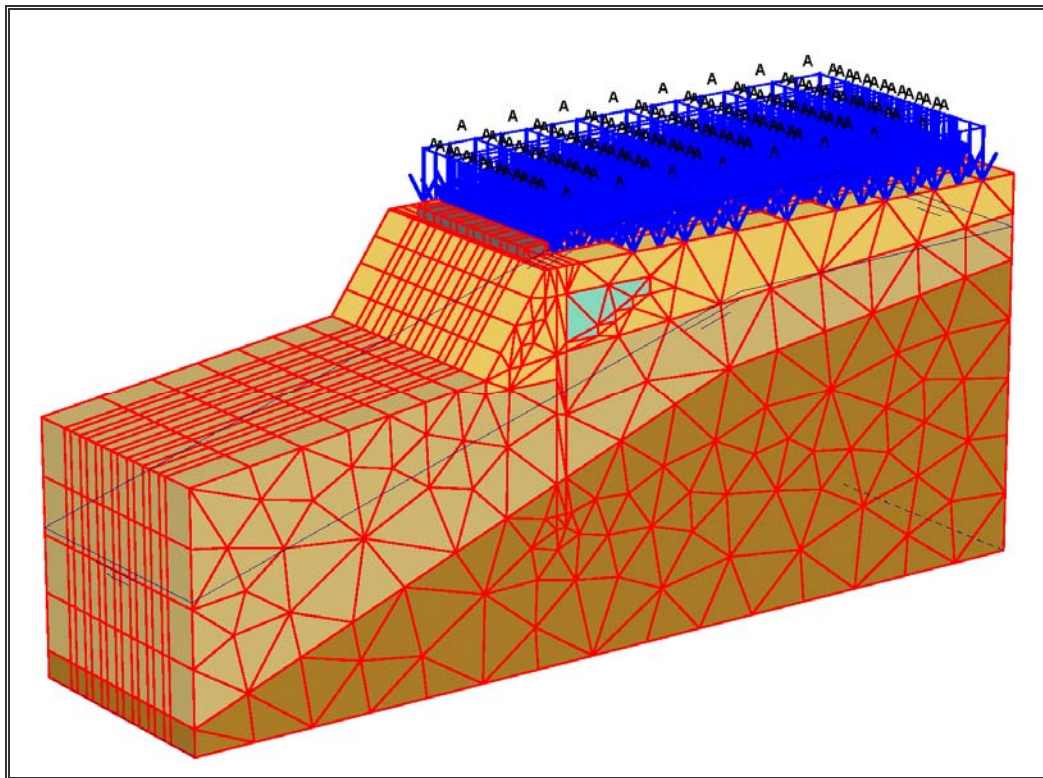


Figura 12.19. Solución EPS4

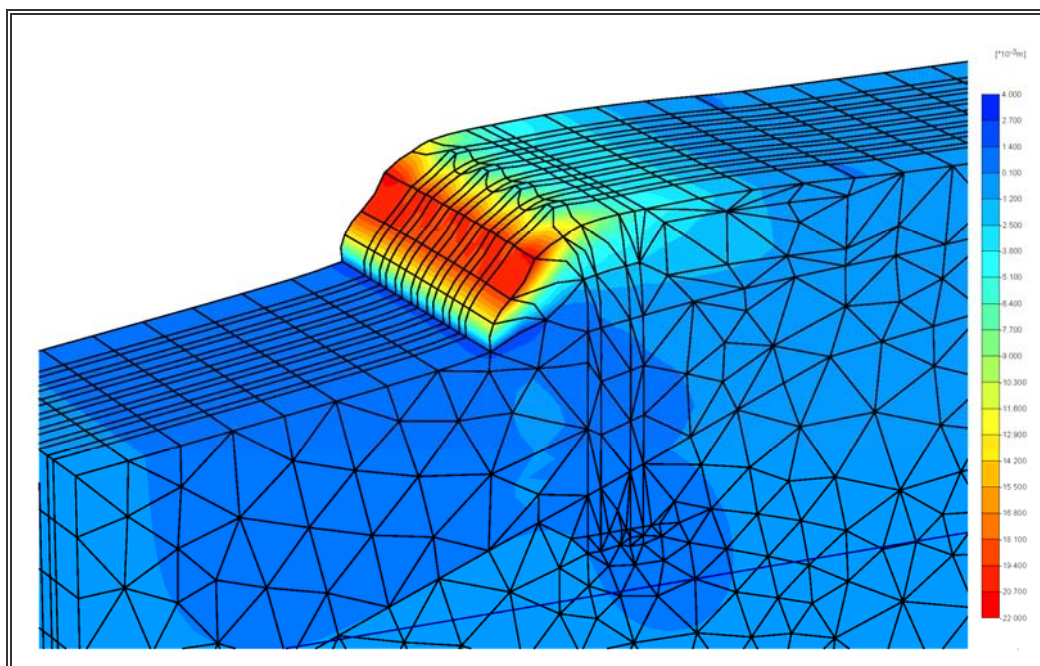


Figura 12.20. Alternativa EPS1: deformaciones Ux. Máximo -21,45 mm. E: 1:100<sup>2</sup>.

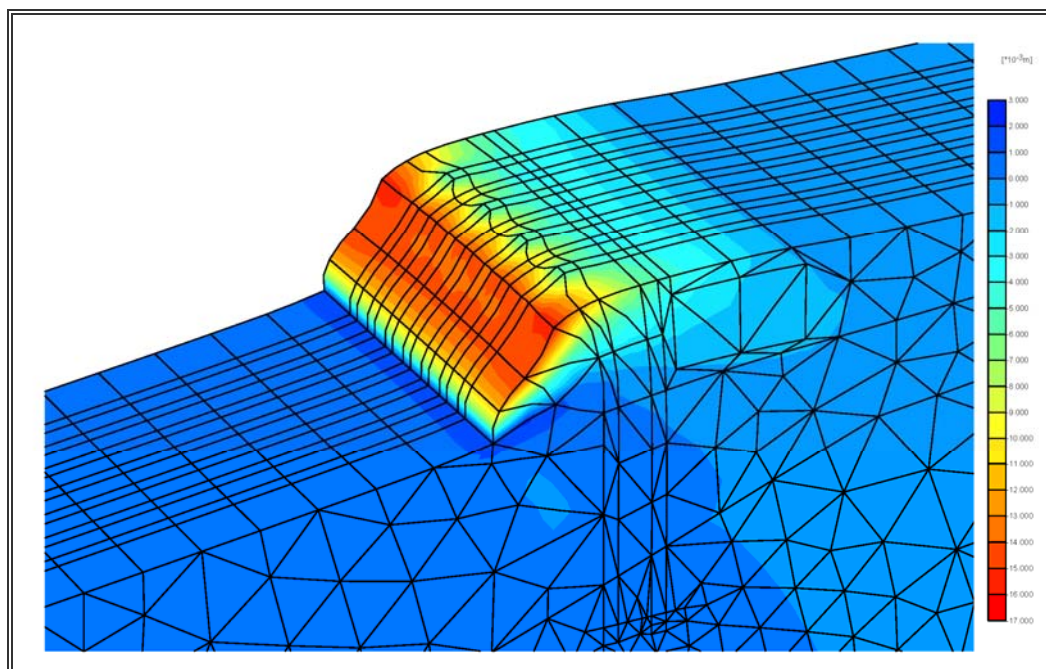


Figura 12.21. Alternativa EPS2: deformaciones Ux. Máximo -16,05 mm. E: 1:100.

<sup>2</sup> En las figuras 12.20 a 12.23 se han eliminado de la imagen los elementos correspondientes al encepado, para poder apreciar las deformaciones en las zonas de los pilotes.



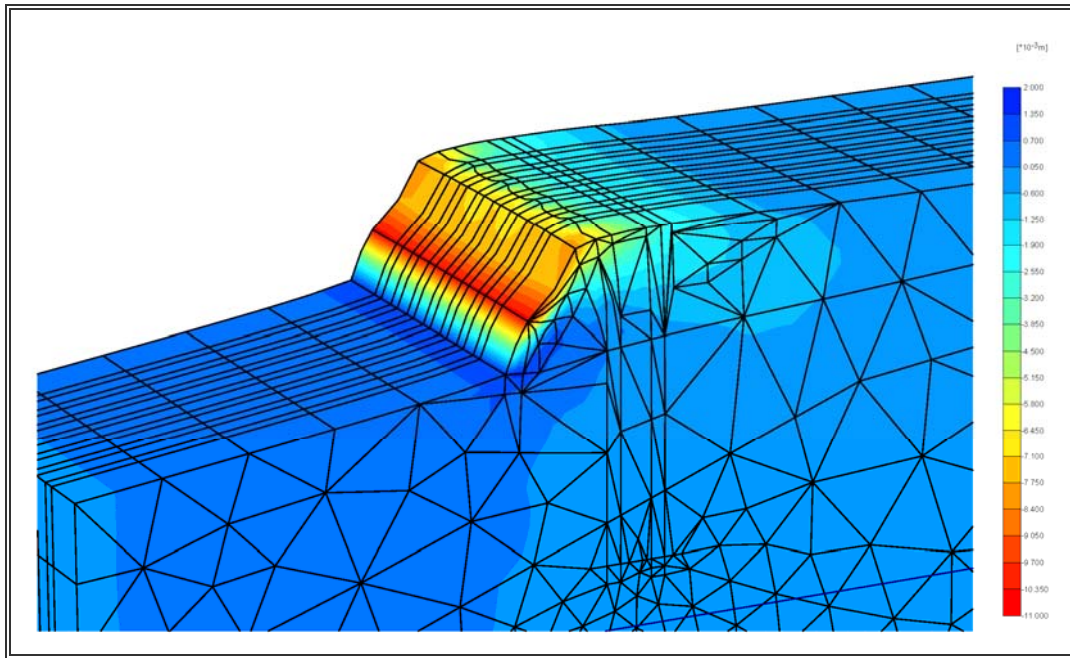


Figura 12.22. Alternativa EPS3: deformaciones Ux. Máximo -9,23 mm. E: 1:100.

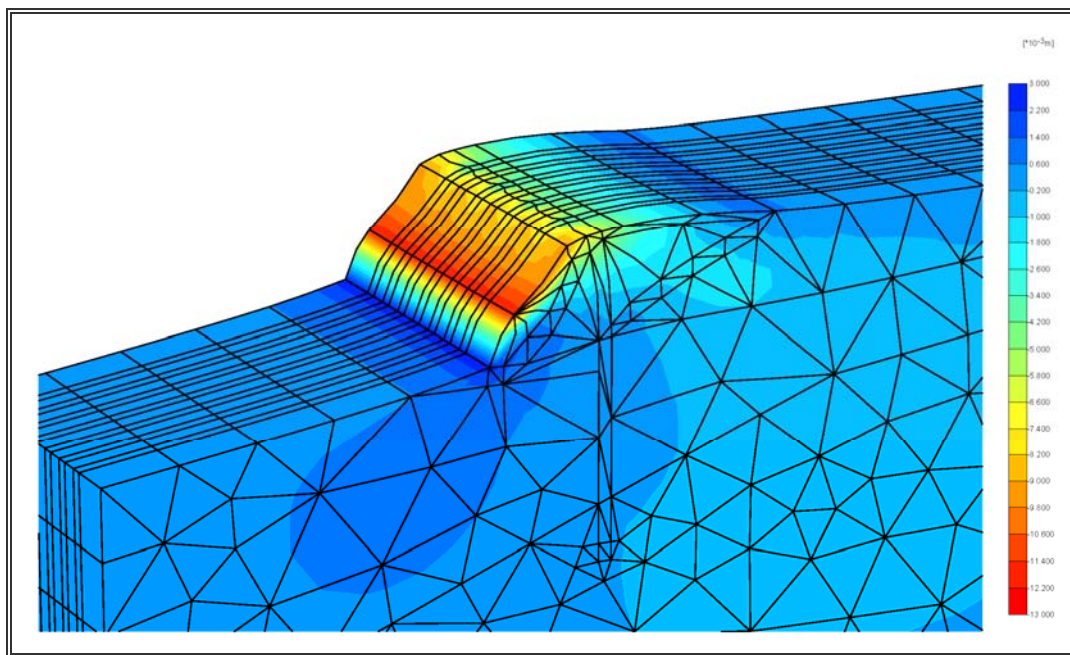


Figura 12.23. Alternativa EPS4 (sólo una línea de pilotes): deformaciones Ux. Máximo -12,20 mm. E: 1:100.

En las cuatro figuras anteriores, podemos apreciar cómo el deslizamiento es más acusado en distintas zonas de la escollera; así, en el modelo EPS1 la zona de la escollera que presenta valores máximos de desplazamientos, se sitúa en la zona alta de la escollera, mientras que en el modelo EPS2 esto se traslada hacia la zona central de la misma. Por último, en los casos 3 y 4, los valores máximos los encontramos en zona inferior de la escollera.

En lo que refiere a la estabilización de los desplazamientos, en el caso EPS1 el comportamiento es similar a los explicados en el apartado anterior, pero en los tres restantes (EPS2, 3 y 4) se reduce la distancia de estabilización en algo más de 3 m. Este efecto es consecuencia de la incorporación de los bloques de porexpán con una geometría adecuada, de manera que la superficie de deslizamiento se ha alterado ligeramente, reduciéndose su longitud.

Así mismo, podemos observar en las figuras 12.25 a 12.30 los distintos matices de los mecanismos de deslizamiento en los modelos estudiados, notándose lo siguiente:

- En el estado actual, el deslizamiento tiene una componente vertical de mayor magnitud que la horizontal, salvo ya en la parte inferior de la escollera, con una pequeña componente vertical ascendente al pie de la misma, así como también una reducida componente horizontal en el relleno de la zona superior hasta su estabilización.
- En el caso de emplearse únicamente las dos líneas de pilotes, el mecanismo sería similar al anterior, salvo quizás, con el matiz de que la componente vertical ascendente ya aparece en la zona inferior de la escollera.
- En la situación denominada EPS1, los desplazamientos se asemejan también al del estado actual, pero aquí nos encontramos ya con un ligero levantamiento en la zona situada sobre los bloques de porexpán. Similar situación nos encontramos en los modelos siguientes (EPS2, EPS3 y EPS4) con fenómenos parecidos, aún siendo los desplazamientos de menor cuantía.
- Deteniéndonos en la última de las figuras de esta serie (figura 12.30, en la que se ha tanteado la posibilidad de sustituir parcialmente la escollera por EPS) se constata como el efecto de levantamiento sobre el porexpán es más acentuado aquí, y, además, la componente ascendente en la zona más baja de la escollera está más acentuada. Este hecho se justificaría por la inclusión de EPS bajo la escollera, como consecuencia de su bajo peso específico.

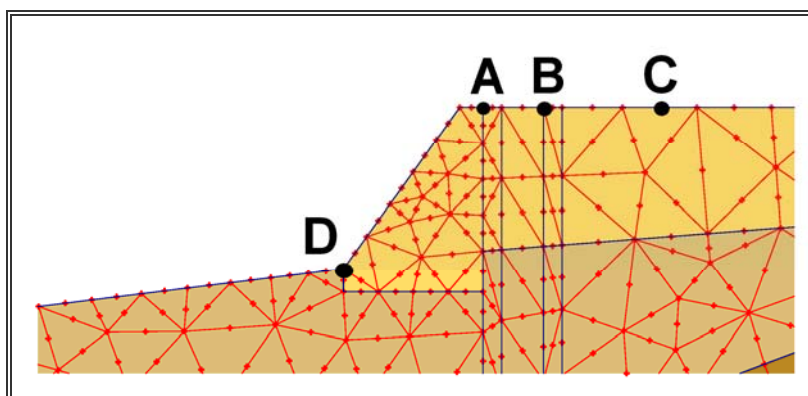


Figura 12.24. Situación de puntos representativos.

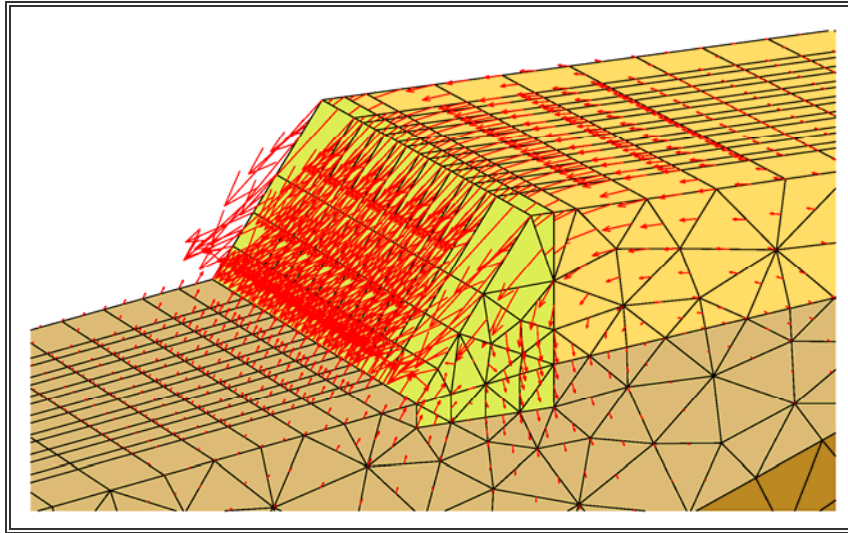


Figura 12.25. Representación vectorial de deformaciones totales. Estado actual. E 1:200

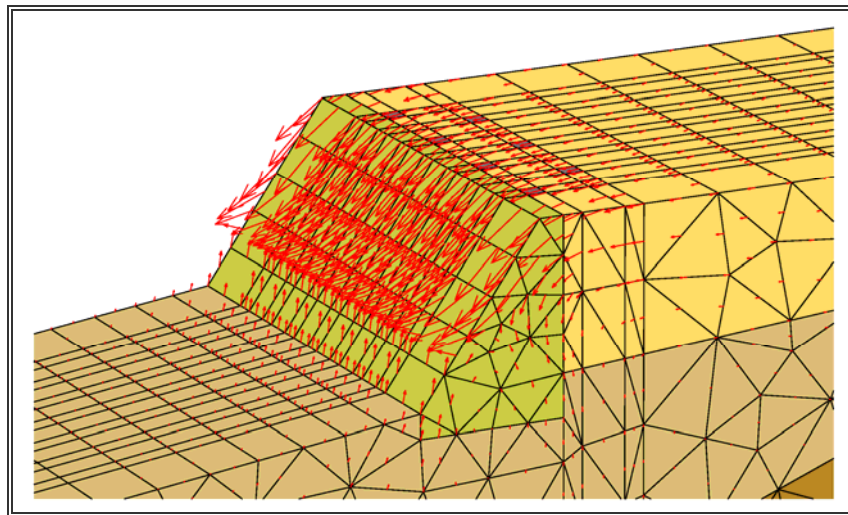


Figura 12.26. Representación vectorial de deformaciones totales. Proyecto inicial. E 1:200.

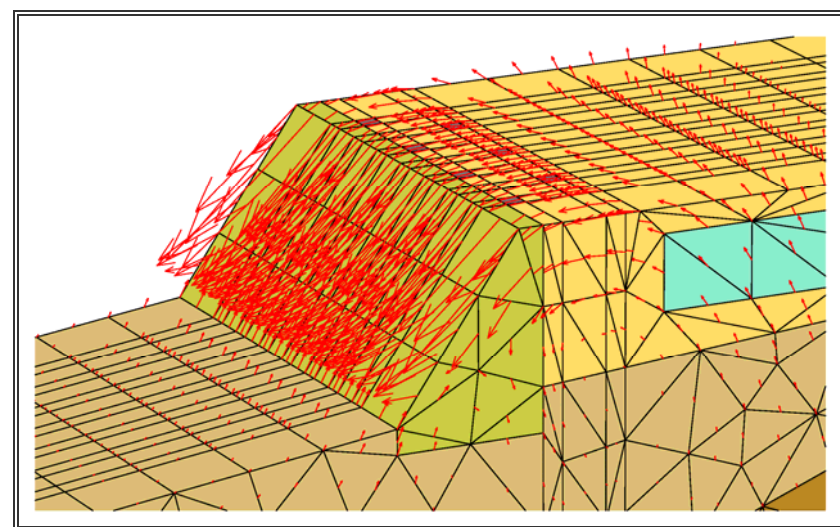


Figura 12.27. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS1. E 1:200



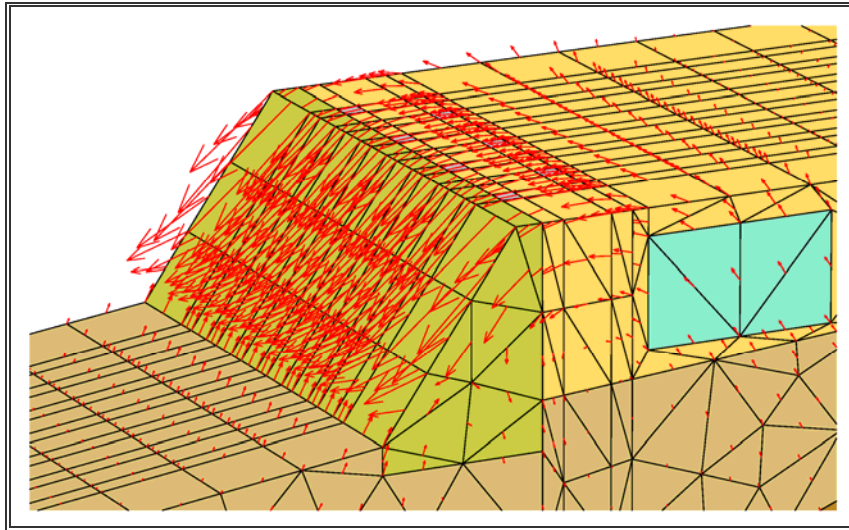


Figura 12.28. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS2. E 1:200

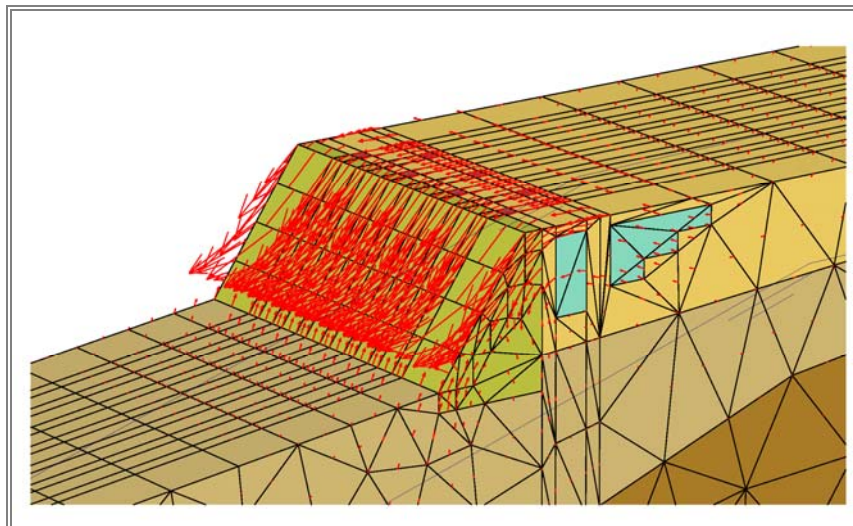


Figura 12.29. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS3. E 1:200

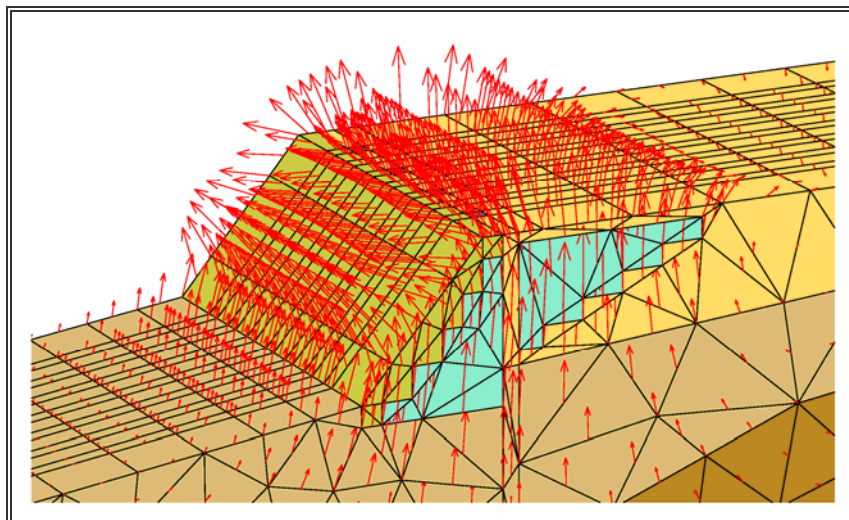


Figura 12.30. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS4. E 1:200.

Como últimos resultados, se recogen en las siguientes tablas los valores de distintos desplazamientos.

Deformaciones en mm. (máximos)	Estado Actual	Solución EPS1	Solución EPS2	Solución EPS4 (1 línea pil.)	Proyecto Inicial	Solución EPS3
Deformación <sup>3</sup> Horizontal	-23,82	-19,7	-14,3	-12,2	-11,83	-9,23
Deformación Vertical <sup>4</sup>	-20,3 / 3,5	-18,7 / 3,1	-12,5 / 3,1	-3,5 / 4,4	-10,2 / 2,9	-7,2 / 3,5
Resultante Deformación	-31,71	-27,4	-18,64	-12,4	-16,01	-11,3

Desfavorable     Favorable

Tabla 12.1. Valores de deformaciones en los distintos modelos.

Deformaciones en mm. (Planos centrales)	Estado Actual	Solución EPS1	Solución EPS2	Solución EPS4 (1 línea pil.) <sup>5</sup>	Proyecto Inicial	Solución EPS3
Punto A (Ux) <sup>6</sup>	-16,9	-12,1 / -5,1	-10,4 / -5,0	-6,9 / -3,7	-8,2 / -3,8	-5,9 / -3,0
Punto B (Ux)	-9,8	-4,3 / -3,7	-4,4 / -3,6	-3,8 / -3,5	-3,7 / -2,5	-2,4 / -2,1
Punto C (Uy) <sup>7</sup>	-0,4	2,3	1,6	4,5	-0,3	1,2
Punto D (Uy)	3,6	3,1	3,1	4,2	2,9	3,3

Desfavorable     Favorable

Tabla 12.2. Valores de deformaciones en algunos puntos significativos (ver figura 12.24).

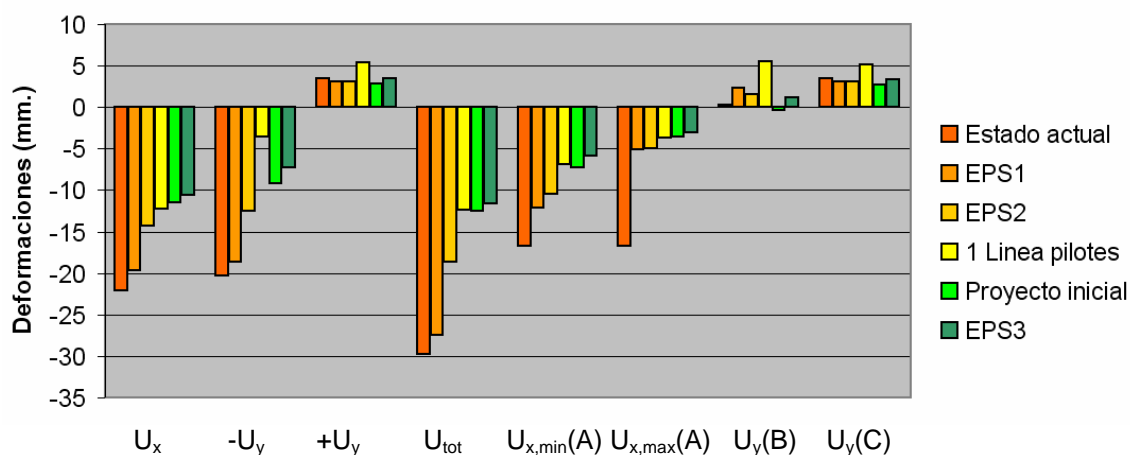


Figura 12.31. Gráfico comparativo de las distintas soluciones.

<sup>3</sup> Los valores incluidos en la tabla se refieren a los planos centrales del modelo, que entendemos como más significativos

<sup>4</sup> En las deformaciones verticales se dan los valores máximos tanto positivos como negativos.

<sup>5</sup> Se ha realizado un modelo con sólo una línea de pilotes, pero acercándolos 25 cm. más, sin obtenerse diferencias significativas, por lo que sus resultados no se han incluido.

<sup>6</sup> En los puntos A y B, situados en la zona de cabeza de pilotes, se dan dos valores, coincidiendo el primero de ellos en el vano entre pilotes de una línea y el segundo, en el propio pilote.

<sup>7</sup> La posición del punto C presenta algunas diferencias en los distintos modelos, ya que se pretende evaluar, básicamente, el ligero levantamiento que se produce en la zona aligerada con porexpán, variando el ancho de esta zona en cada uno de los modelos.

Tras observar los desplazamientos en la cabeza de pilotes en los distintos casos, cabe destacar que en todos ellos los desplazamientos de ambas alineaciones son prácticamente iguales, lo que nos hace pensar que la disposición de los pilotes al tresbolillo presenta una gran ventaja frente a una rectangular, trabajando de forma muy similar todos ellos. Así, por ejemplo, en el proyecto inicial, se ha obtenido un desplazamiento de 6,12 mm en la cabeza del pilote interior, y de 6,09 en el que se encuentra junto a la escollera.

A partir de estos desplazamientos, se ha realizado un modelo en el programa SAP2000, para estudiar el comportamiento estructural de un pilote aislado. En las figuras que se presentan a continuación (12.32 y 12.33) se representa la deformada del pilote y la ley de momentos.

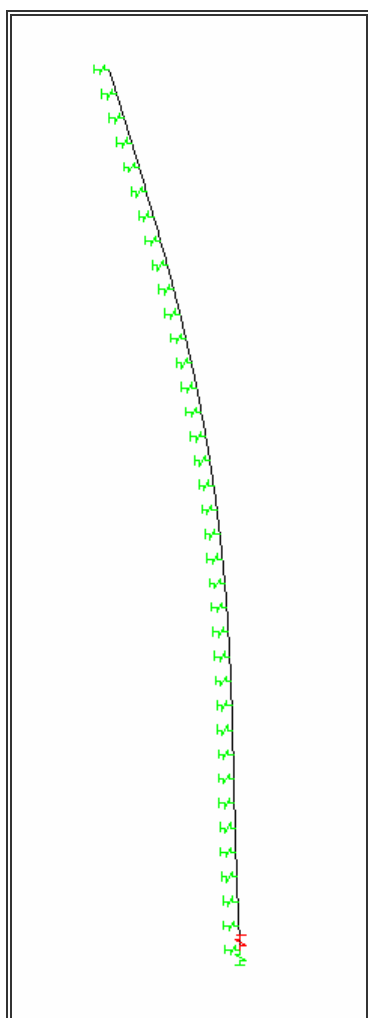


Figura 12.32. Deformada de un pilote

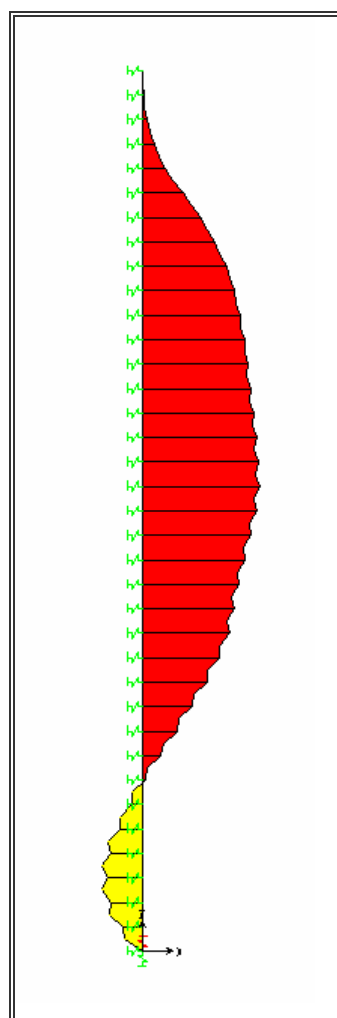


Figura 12.33. Ley de momentos

## 12.5. VALORACIÓN ECONÓMICA ESTIMADA.

Para la elaboración de estos presupuestos estimados, se ha tomado como base de precios los incluidos en el programa de Cype Ingenieros para la provincia de Sevilla.<sup>8, 9</sup>

<sup>8</sup> Tarifa del año 2012 Tecopol. Se debe tener presente, que este coste es orientativo y con bastantes fluctuaciones, ya que éste depende, fundamentalmente, del precio del petróleo.



## PROYECTO INICIAL.

- M1 Pilote perforado, sin entubación, con lodos tixotrópicos, HA-30/F/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero B-500-S, diámetro 100 cm.

263,14 €/ml

Pilotes  $117,6 \cdot 263,14 = 30.945,26 \text{ €}$

- Ud Descabezado de pilote de hormigón armado, de 100 cm de diámetro, con minicargadora con martillo rompedor.

100,60 €/Ud.

Descabezado  $7 \cdot 100,60 = 704,20 \text{ €}$

- M3 Encepado de grupo de pilotes, HA-30/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero B-500-S, cuantía 80 kg/m<sup>3</sup>.

187,34 €/m<sup>3</sup>

Encepados  $0,9 \cdot 4,15 \cdot 15 \cdot 187,34 = 10.495,72 \text{ €}$

- M2 Hormigón de limpieza HM-10/B/20/II fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor, extendido y vibrado manual.

8,33 €/m<sup>2</sup>

Hormigón de limpieza  $4,15 \cdot 15 \cdot 8,33 = 518,54 \text{ €}$

**TOTAL PEM 42.663,72 €**

## EPS3

- M3 Excavación en zanjas en suelo granular suelto, con medios mecánicos, entibación ligera, retirada de los materiales excavados y carga a camión, incluido transporte a vertedero autorizado.

21,47 €/m<sup>3</sup>

Excavación  $(15 \cdot 15 + 8,1 \cdot 15 + 30,5 \cdot 15) \cdot 21,47 = 17.261,88 \text{ €}$   
 $- (14,4 \cdot 15) \cdot 5,45 = 1.177,20 \text{ €}$   
 $16.084,68 \text{ €}$

- M3 Bloques de porexpán.

105,72 €/m<sup>3</sup>

Bloques EPS  $(12 \cdot 15 + 7,2 \cdot 15 + 20 \cdot 15) \cdot 105,72 = 62.163,36 \text{ €}$

---

<sup>9</sup> La estimación de los presupuestos se ha calculado para la franja de terreno modelizado y no para la totalidad de la zona real afectada, entendiendo que la comparativa es suficiente para poder valorar los resultados.

- M3 Relleno y compactación con material de la propia excavación, hasta alcanzar una densidad seca no inferior al **98%** de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado.

6,49 €/m<sup>3</sup>

Relleno  $(14,4 \cdot 15) \cdot 6,49 = 1.401,84 \text{ €}$

- M1 Pilote perforado, sin entubación, con lodos tixotrópicos, HA-30/F/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero B-500-S, diámetro 100 cm.

263,14 €/ml

Pilotes  $117,6 \cdot 263,14 = 30.945,26 \text{ €}$

- Ud Descabezado de pilote de hormigón armado, de 100 cm de diámetro, con minicargadora con martillo rompedor.

100,60 €/Ud.

Descabezado  $7 \cdot 100,60 = 704,20 \text{ €}$

- M3 Encepado de grupo de pilotes, HA-30/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero B-500-S, cuantía 80 kg/m<sup>3</sup>.

187,34 €/m<sup>3</sup>

Encepados  $0,9 \cdot 4,15 \cdot 15 \cdot 187,34 = 10.495,72 \text{ €}$

- M2 Hormigón de limpieza HM-10/B/20/II fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor, extendido y vibrado manual.

8,33 €/m<sup>2</sup>

Hormigón de limpieza  $4,15 \cdot 15 \cdot 8,33 = 518,54 \text{ €}$

**TOTAL PEM 122.313,60 €**

#### **EPS4**

- M3 Excavación en zanjas en suelo granular suelto, con medios mecánicos, entibación ligera, retirada de los materiales excavados y carga a camión, incluido transporte a vertedero autorizado.

21,47 €/m<sup>3</sup>

Excavación  $(30,6 \cdot 15 + 30,5 \cdot 15) \cdot 21,47 = 19.677,26 \text{ €}$   
 $- (5,1 \cdot 15) \cdot 5,45 = 416,93 \text{ €}$   
**19.260,33 €**

- M3 Bloques de porexpán.

105,72 €/m<sup>3</sup>

Bloques EPS  $(26 \cdot 15 + 20 \cdot 15) \cdot 105,72 = 72.946,80 \text{ €}$

- M3 Relleno y compactación con material de la propia excavación, hasta alcanzar una densidad seca no inferior al **98%** de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado.

6,49 €/m<sup>3</sup>

Relleno

(15,1 · 15) · 6,49= 1.469,99 €

- M1 Pilote perforado, sin entubación, con lodos tixotrópicos, HA-30/F/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero B-500-S, diámetro 100 cm.

263,14 €/ml

Pilotes

67,2 · 263,14= 17.683,01 €

- Ud Descabezado de pilote de hormigón armado, de 100 cm de diámetro, con minicargadora con martillo rompedor.

100,60 €/Ud.

Descabezado

4 · 100,60= 402,40 €

- M3 Encepado de grupo de pilotes, HA-30/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero B-500-S, cuantía 80 kg/m<sup>3</sup>.

187,34 €/m<sup>3</sup>

Encepados

0,9 · 1,5 · 15 · 187,34= 3.793,64 €

- M2 Hormigón de limpieza HM-10/B/20/II fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor, extendido y vibrado manual.

8,33 €/m<sup>2</sup>

Hormigón de limpieza

1,5 · 15 · 8,33= 187,43 €

**TOTAL PEM 115.743,60 €**

Como se puede apreciar, la diferencia entre el presupuesto inicial y las dos propuestas valoradas es de cerca de 80.000 euros, por lo que es claro, este aspecto no va a ser nunca una ventaja. En todo caso, la decisión de emplear EPS sería de una cuestión técnica, pero desde luego, nunca económica.

Por otro lado, si partiésemos de la premisa de que el nivel freático pudiera llegar a alcanzar los bloques de EPS, y nos planteásemos la opción de sustituir el EPS por bloques de XPS (poliestireno extrusionado), el coste final sería aún más elevado. Según las tarifas que nos han facilitado algunos fabricantes, pasaríamos de los 105,72 €/m<sup>3</sup> al emplear EPS, a unos 139,54 €/m<sup>3</sup> si se emplea material extrusionado, por lo que los presupuestos finales llegaría a ser de unos 142.000 y 139.000 euros respectivamente; cerca de 20.000 y 24.000 euros más para la soluciones EPS3 y EPS4 evaluadas<sup>10</sup>.

<sup>10</sup> Se debe tener presente, que el poliestireno extrusionado está concebido básicamente como material aislante, y es bastante complicado encontrar fabricantes que lo suministren en formato de bloques, por lo que estas piezas se suelen encarecer de manera importante frente a las mismas dimensiones fabricadas con el material expandido



## CAPÍTULO 13

### APLICACIÓN V: LOSA DE CIMENTACIÓN ALIGERADA MEDIANTE BLOQUES DE POREXPÁN

#### 13.1. INTRODUCCIÓN.

Como alternativa a la losa maciza de hormigón armado, han surgido en las últimas décadas distintas aplicaciones, como la empleada parcialmente en la cimentación de La Sagrada Familia (Fachada de la Pasión), con la utilización de perfiles de acero a modo de emparrillado embebido en el canto de la losa [Espel, R. et al. 2009], aún cuando en la práctica funcionaban como armaduras de la cara inferior.

Tras la aparición del EPS y su posterior aplicación como material de construcción, han sido muchos los campos a los que se ha dirigido su empleo, siendo uno de ellos el de la geotecnia. Existen estudios recientes en este campo [Lin LK. et al. 2010; Negussey D. 2006] en los que han analizado sus propiedades y posibles aplicaciones; destacando su empleo como material de relleno, incluso como árido en forma de bolas para morteros ligeros [Miao L. 2013], y otras aprovechando la ventaja deducida de su baja densidad.

Planteamos en este capítulo una alternativa a la tradicional solución de cimentación mediante losa maciza. Esta alternativa aparece recogida en distintas publicaciones [Calavera Ruiz, J. 2000; Das B.M., 2010; Qui, B. et al. 2007]. En estas soluciones (ver figura 13.1) el conjunto está concebido a modo de superestructura entre las losas y los muros de sótano, opción ya empleada asiduamente en edificios de gran altura. La solución que aquí planteamos es una cimentación en base únicamente a una losa hormigonada de una vez, y en la que las zonas aligeradas estarían "rellenas" a modo de encofrado perdido con bloques de EPS. De este planteamiento no existen estudios de su comportamiento estructural o de su relación con el terreno de apoyo. Mediante esta opción se pretenden obtener dos mejoras en la cimentación, tal como ya se apunta en algunas publicaciones [Torrijo Echarri F.J. 2010], por un lado, un aumento de rigidez, sin coste en volumen de hormigón; y por otro, reducir en lo posible los asentamientos en el apoyo.

Recientemente, ha aparecido en el mercado, una solución constructiva denominada **Cimentur** (figura 13.2)[Grupo Forel. 2009] en la que mediante el empleo de bloques de porexpán se puede realizar un vaciado completo de la superficie ocupada por la cimentación. Esta solución permite una ejecución más rápida; sin embargo, conceptualmente, no supone aportación alguna desde un punto de vista puramente estructural o geotécnico, entendiéndolo como una mejora constructiva.

Una solución con cierta semejanza a la anterior (aplicable a viviendas unifamiliares) consiste en una losa apoyada sobre un continuo de bloques de porexpán, a la que se le añaden unos nervios en los bordes hormigonados sobre unas piezas prefabricadas de EPS [Rasmussen, V. T. 2010].

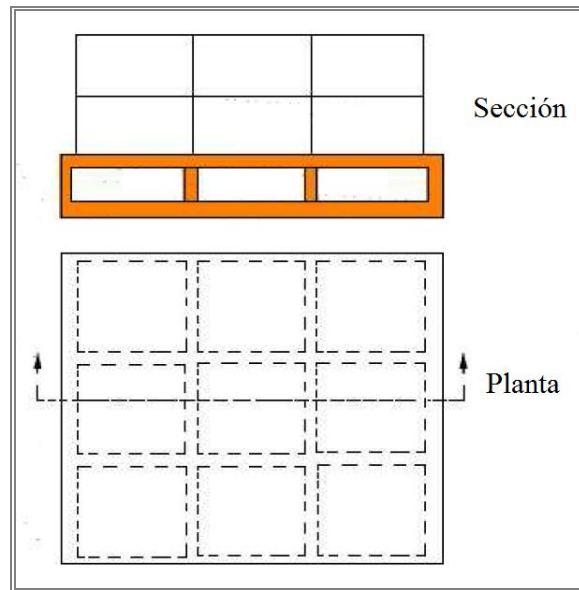
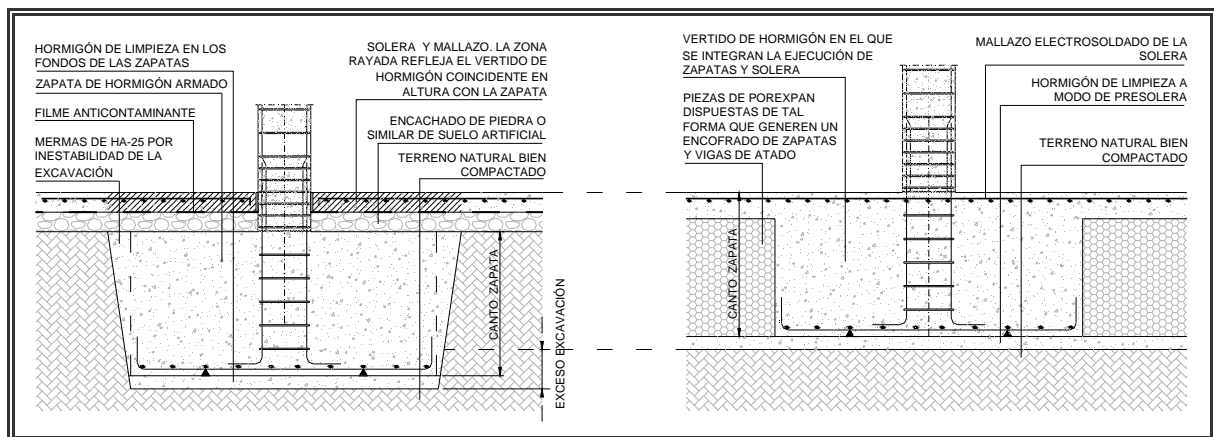


Figura 13.1. Esquema de cimentación en cajón.  
(Das, B. 2010)



SISTEMA TRADICIONAL

SISTEMA INTEGRAL

Figura 13.2. Sistema de cimentación mediante bloques de ESP. (Cimentur – FOREL, 2009)

### 13.2. CARACTERÍSTICAS DEL MODELO.

Se han analizado dos soluciones distintas de losas aligeradas, con distintas dimensiones y estado de cargas. También se han estudiado para la losa de menores dimensiones, distintas condiciones en el terreno, comparándose los distintos casos con soluciones similares resultas mediante losa maciza.

El primero de los casos estudiados es una losa de 6,45 x 8,10 m. y 50 cm. de canto, comparada con una losa maciza del mismo canto. El segundo caso se trata de una losa de 12,00 x 15,00 m. y 70 cm. de canto. En ambas situaciones en la losa se han dispuesto doce arranques de pilares, con zonas macizas en el área de los soportes y nervios arrancando de las esquinas de éstas. En las dos situaciones la geometría consta de sendas losas superior e

inferior de 10 cm. cada una de ellas, quedando por tanto en el primer caso una zona aligerada de 30 cm. a ocupar con los bloques de porexpán, mientras que en la segunda de las cimentaciones estudiadas la geometría ha sido también de dos losas extremas de 10 cm., quedando por tanto la zona aligerada de 50 cm.

Las características de los materiales empleados son las siguientes:

HORMIGÓN	HA-25
Módulo de deformación longitudinal	$E = 2,5 \cdot 10^4 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Peso específico	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
POLIESTIRENO EXPANDIDO <sup>1</sup>	
Módulo de elasticidad	$E = 6.000 \text{ KPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,1$
Peso específico	$\gamma = 0,3 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente de balasto	$1000 \text{ kN/m}^3$

Para el análisis de la cimentación se han considerado las hipótesis de acciones permanentes y acciones variables, con los siguientes coeficientes de ponderación:

Acciones permanentes	$\gamma_g = 1,35$
Acciones variables	$\gamma_f = 1,50$

En la figura 3 se representa el esquema de la menor de las dos losas estudiadas, en la que el sistema de cargas aplicado ha sido el siguiente:

Pilares de esquina P1, P4, P9 y P12	
- Permanentes	45 kN
- Variables	10 kN
Pilares de borde P2, P3, P10 y P11	
- Permanentes	70 kN
- Variables	20 kN
Pilares de borde P5 y P8	
- Permanentes	65 kN
- Variables	17 kN
Pilares interiores P6 y P7	
- Permanentes	105 kN
- Variables	40 kN

---

<sup>1</sup> Es importante señalar, que los valores del Módulo de deformación longitudinal recogidos aquí se corresponden con los aportados por los distintos fabricantes, y contemplados, así mismo, por la normativa que es de aplicación. Sin embargo, se ha demostrado [Negussey D. 2007] que en piezas de gran tamaño, este valor es bajo.

Estos valores de cargas corresponden a un esquema típico de un edificio de viviendas de dos plantas.

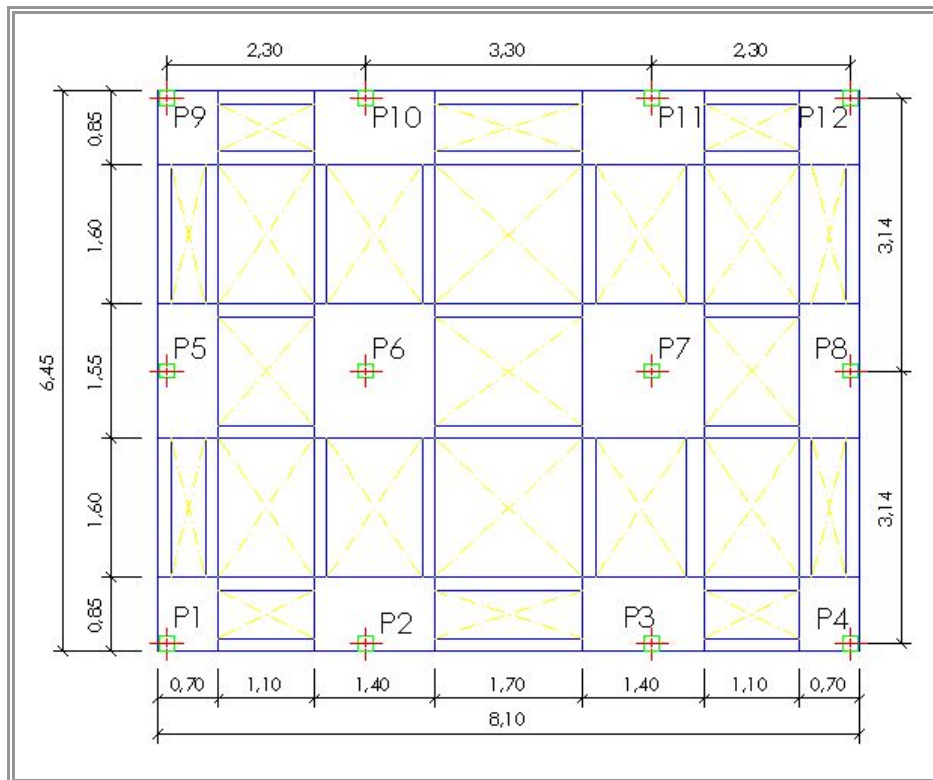


Figura 13.3. Esquema en planta de la cimentación estudiada. 8,10 x 6,45

Un esquema similar a éste es el que se ha empleado en el segundo de los casos analizados, con una losa de mayores dimensiones y acciones (se representa en la figura 13.4). Aquí las cargas que se han aplicado han sido las siguientes:

Pilares de esquina P1, P4, P9 y P12

- Permanentes 300 kN
- Variables 90 kN

Pilares de borde P2, P3, P10 y P11

- Permanentes 440 kN
- Variables 120 kN

Pilares de borde P5 y P8

- Permanentes 400 kN
- Variables 100 kN

Pilares interiores P6 y P7

- Permanentes 600 kN
- Variables 240 kN



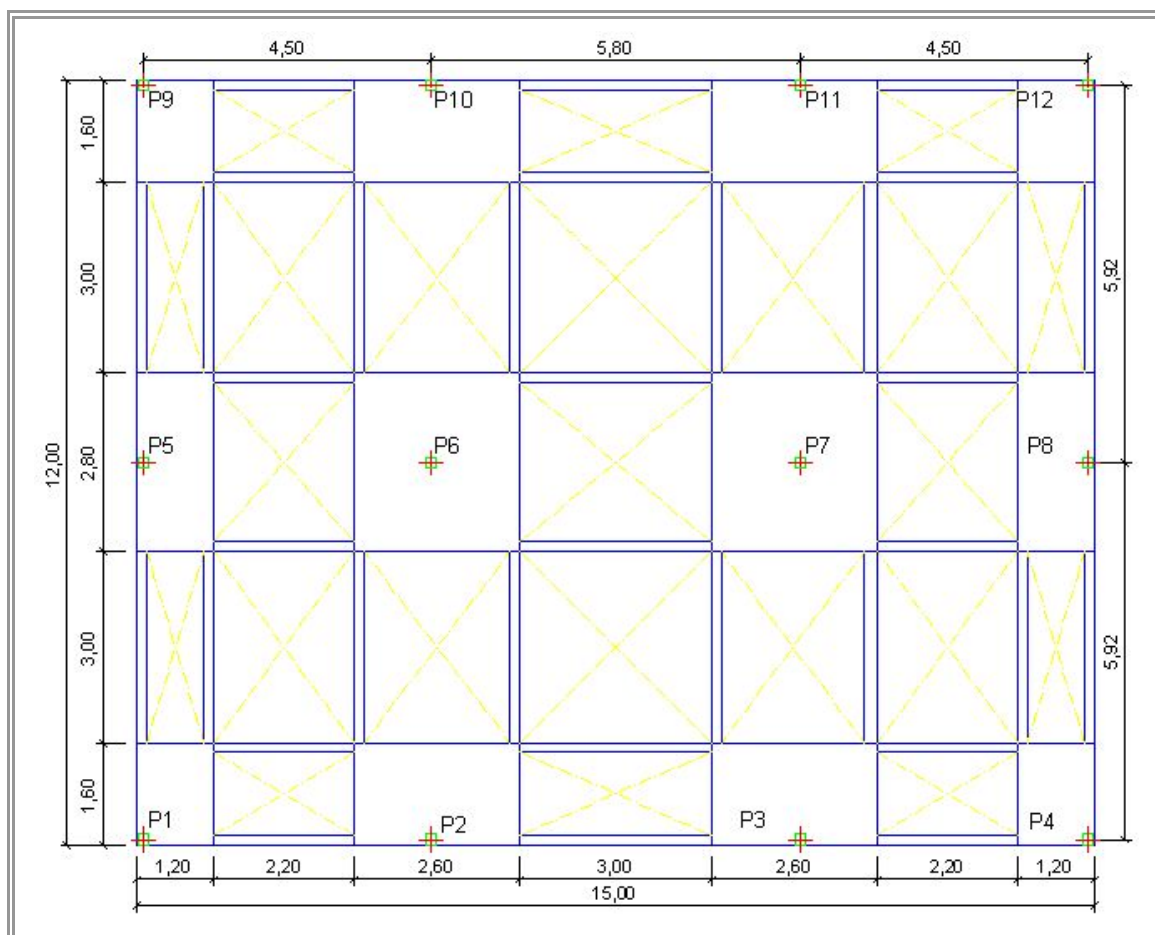


Figura 13.4. Esquema en planta de la cimentación estudiada. 15,00 x 12,00

### 13.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Aún cuando existen alternativas al modelo de Winkler [Zhongli, W. et al. 2007], entendemos que éste nos da una aproximación válida para nuestro propósito, más aún, cuando pretendemos hacer una análisis comparativo entre la solución de placa maciza y la aligerada. Para analizar estas cimentaciones hemos empleado en primer lugar, el programa de elementos finitos SAP 2000 (versión 14), apoyándonos en estudios comparativos de métodos analíticos, numéricos y el MEF [Rajiv, R. 2011; Chun-bao, H.E. et al 2006]; en el que se han utilizado elementos tipo shell de cuatro nodos y 10 cm. de espesor para la placa superior e inferior; elementos shell de 15 y 20 cm. para los nervios de la losa menor y mayor respectivamente. Para las zonas macizas se han utilizado así mismo elementos tipo placa en ambas direcciones. En todos los casos se ha empleado la opción “Shell-Thin” de placas de pequeño espesor. El esquema de la modelización se puede ver en la siguiente figura (13.5).

Con esta primera fase pretendemos hacer un análisis estructural de la solución propuesta, mientras que en una segunda fase en la que se ha empleado el programa Plaxis 3D Túnel, se ha pretendido hacer un estudio desde el punto de vista geotécnico de la solución. En este caso se han empleado elementos finitos tridimensionales prismáticos de 15 nodos.

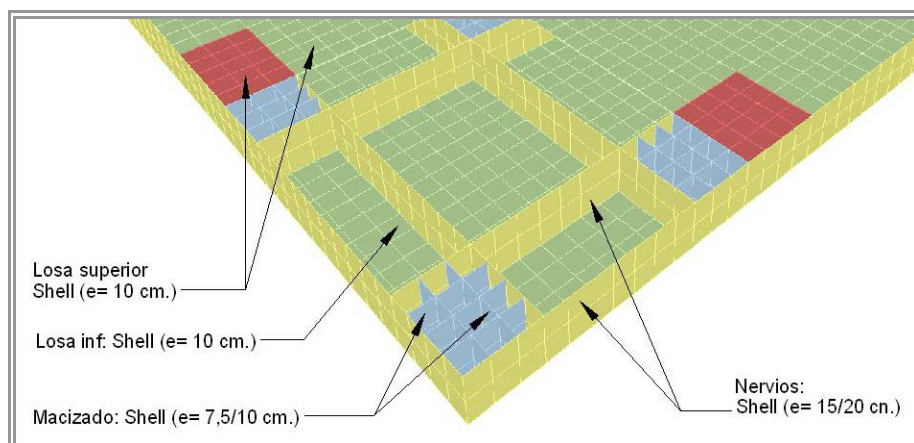


Figura 13.5. Esquema del modelo con los elementos empleados.

Se presentan aquí los resultados obtenidos con Sap2000 en cuanto a deformaciones (figuras 13.6 y 13.7). Como se puede apreciar, la diferencia en cuanto a los valores máximos de asientos es mínima (entre 66,6 y 68,9 mm para la solución de losa maciza; y entre 66,5 y 67,1 mm en la aligerada), lo que por otra parte era de esperar, dada la escasa repercusión de la zona aligerada en las cargas totales; pero sin embargo, hay importantes diferencias en cuanto a la distribución de las deformaciones: en la solución adoptada de losa aligerada, se minimiza el efecto de asientos en bordes, y además se consigue una distribución de asientos mucho más regular a lo largo de toda la superficie de la losa, como se comprueba en la distribución de los tonos verdes de la figura 13.7.

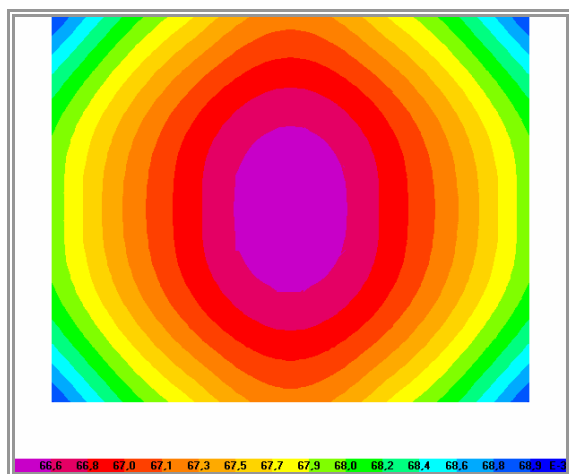


Figura 13.6. Asientos en losa maciza  
Asiento máximo con acciones características 51 mm

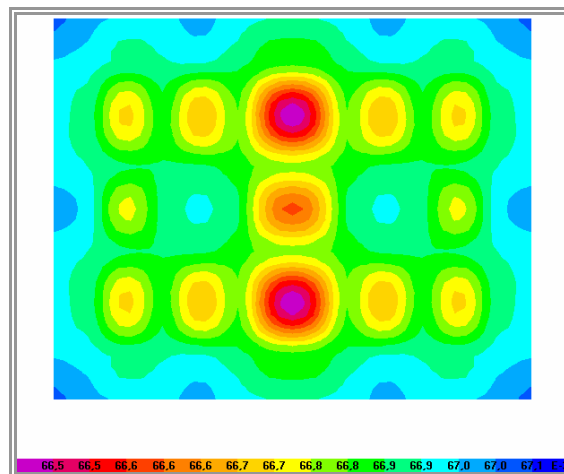


Figura 13.7. Asientos en losa aligerada  
Asiento máximo con acciones características 49 mm

Por otro lado, un esquema muy similar los podemos observar en la cara superior de la losa, viendo las deformaciones que sufre la placa superior de 10 cm en la figura siguiente.

De la misma forma que los presentados hasta aquí para la losa de menores dimensiones, incluimos también los resultados obtenidos en la otra losa. En todos los gráficos incluidos, aparecen los resultados para la combinación de acciones permanentes junto a acciones variables.

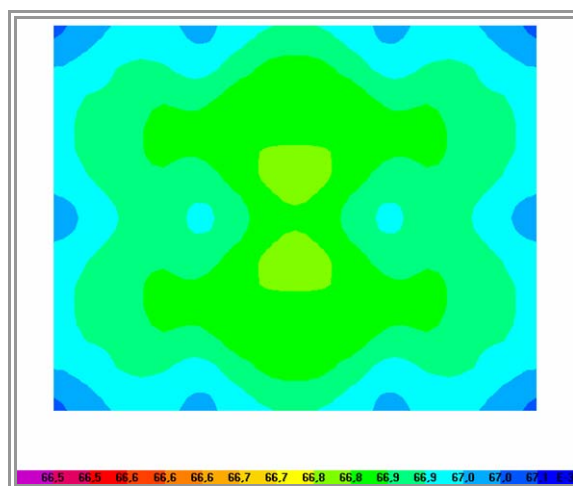


Figura 13.8. Deformaciones verticales en placa superior

En este segundo caso, se observa como la diferencia en asientos máximos para las soluciones maciza y aligerada ha crecido de forma apreciable (estando ahora cercana al 20%). Además de ésta, la otra diferencia destacable en este caso, es que los asientos menores se concentran algo más en los vanos que en el caso anterior.

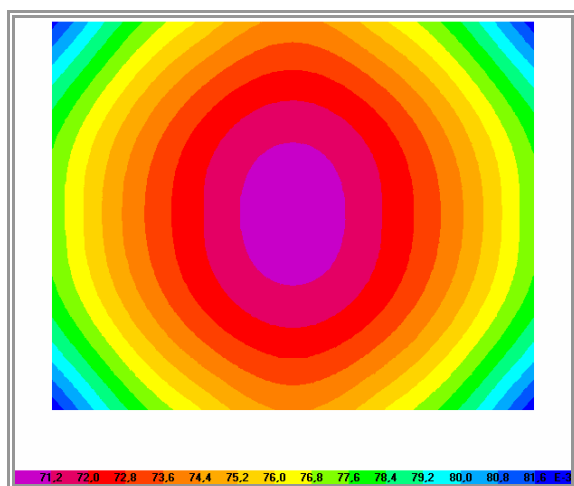


Figura 13.9. Asientos en losa maciza  
(Asiento máximo con acciones características 59 mm)

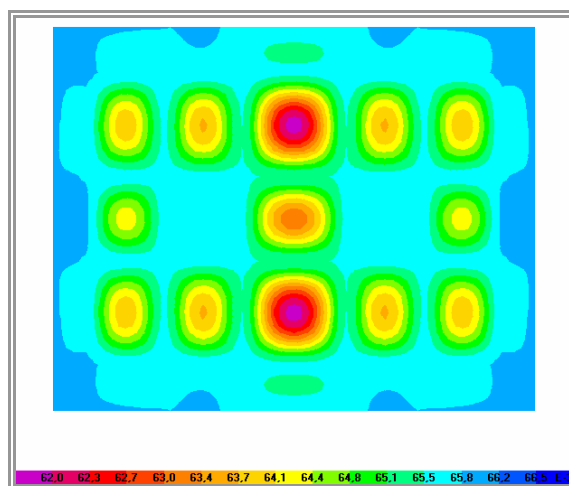


Figura 13.10. Asientos en losa aligerada.  
(Asiento máximo con acciones características 48 mm)

Tanto la losa menor como la de mayores dimensiones, se han estudiado para diferentes valores del coeficiente de balasto, recogiendo los resultados en las tablas 13.1 y 13.2. De igual forma, en la figura 13.11, aparecen de forma comparativa los resultados de la losa aligerada frente a la maciza, en la menor de las losas, mientras que estos mismos, son los reflejados en las figuras 13.13 y 13.14 para la losa mayor.

Tal como se apuntó en párrafos anteriores, se puede apreciar claramente en las figuras 13.11, 13.13 y 13.14, como las diferencias entre la solución aligerada y la maciza, son mucho más significativas en la losa con acciones superiores y mayor longitud de vano. Por esa razón, se decidió comparar, así mismo, los resultados de la losa ligerada,

modelándola, por un lado, con elementos tipo Shell, y por otro, con elementos tipo Solid en las zonas macizas (el esquema se representa en la figura 13.12).

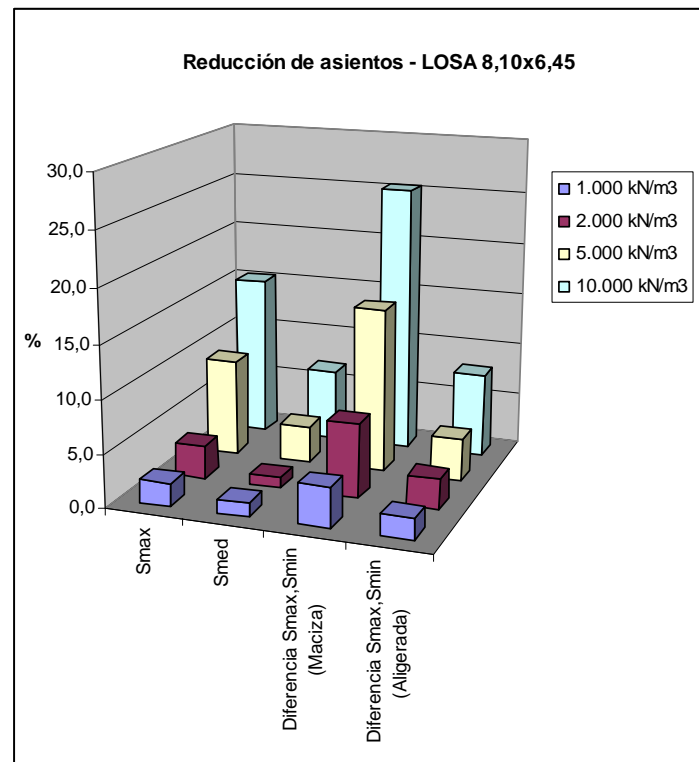


Figura 13.11. Comparativa losa maciza – aligerada (losa 8,10 x 6,45)

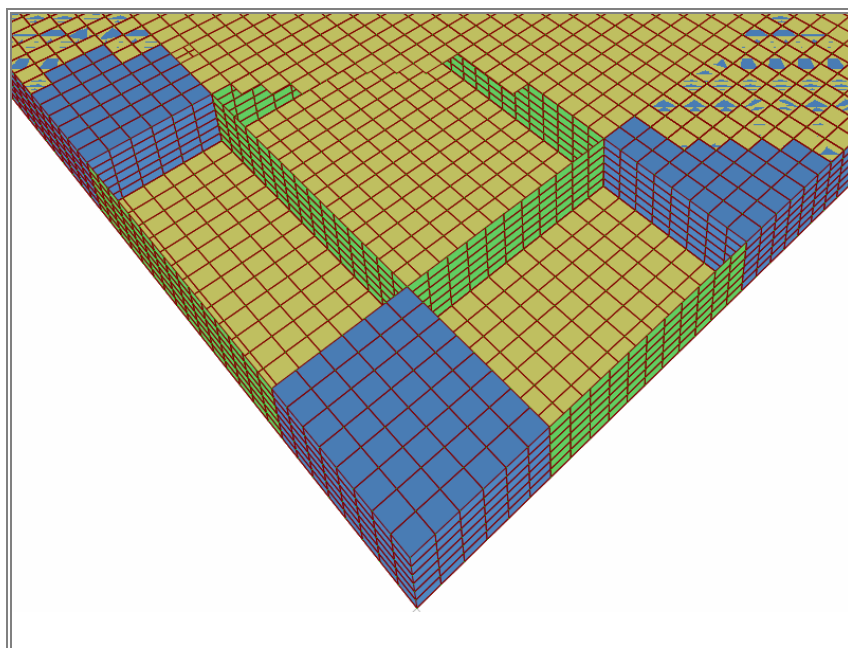


Figura 13.12. Modelo de losa 15 x 12 realizada en zonas macizas con elementos tipo Solid.

ASIENTOS (mm.)	$K_{losa} = 1.000 \text{ kN/m}^3$				$K_{losa} = 2.000 \text{ kN/m}^3$				$K_{losa} = 5.000 \text{ kN/m}^3$				$K_{losa} = 10.000 \text{ kN/m}^3$			
	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$
MACIZA	50,3	48,4	49,4	3,8 %	25,7	23,9	24,8	7,0 %	10,9	9,2	10,1	15,6 %	5,9	4,4	5,2	25,4 %
ALIGERADA	49,2	48,2	48,7	2,0 %	24,9	24,2	24,6	2,8 %	9,9	9,5	9,7	4,0 %	5,0	4,6	4,8	8,0 %

Tabla 13.1. Resultados obtenidos en la losa 8,10 x 6,45

ASIENTOS (mm.)	$K_{losa} = 1.000 \text{ kN/m}^3$				$K_{losa} = 2.000 \text{ kN/m}^3$				$K_{losa} = 5.000 \text{ kN/m}^3$				$K_{losa} = 10.000 \text{ kN/m}^3$			
	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$	$S_{max}$	$S_{min}$	$S_{medio}$	Diferencia $S_{max}, S_{min}$
MACIZA	59,5	51,6	55,6	13,3 %	32,4	24,6	28,5	24,1 %	14,9	8,8	11,9	40,9 %	8,8	3,9	6,4	55,7 %
ALIGERADA (1)	47,3	44,2	45,8	6,6 %	23,9	20,9	22,4	12,6 %	9,9	7,2	8,6	27,3 %	5,2	2,8	4,0	46,2 %
ALIGERADA (2)	47,8	45,5	46,7	4,8 %	24,3	21,8	23,1	10,3 %	10,1	7,7	8,9	23,8 %	5,3	3,1	4,2	41,5 %

Tabla 13.2. Resultados obtenidos en la losa 15 x 12. Solución (1) mediante elementos tipo Shell y (2) mediante elementos Solid.

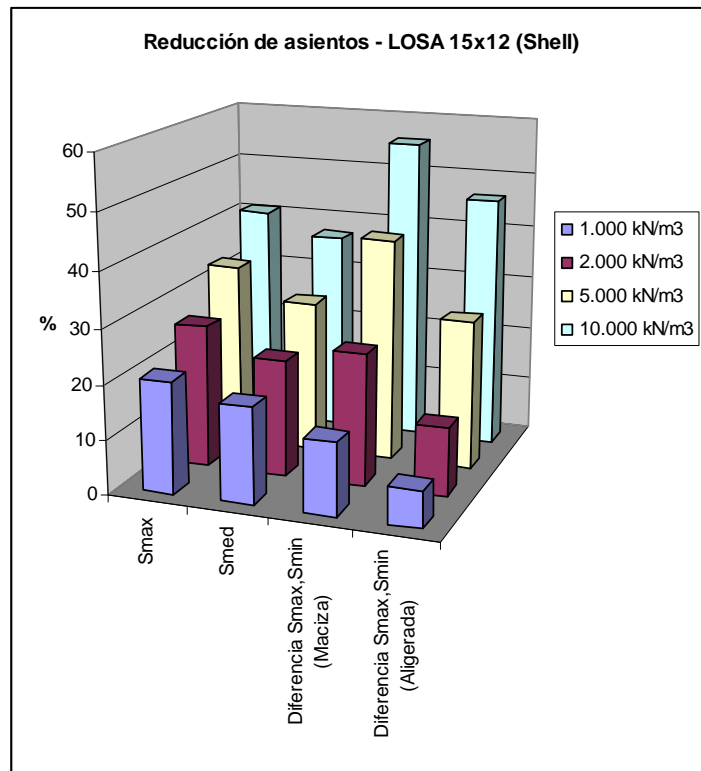


Figura 13.13. Comparativa losa maciza – aligerada (losa 15x12, elementos Shell)

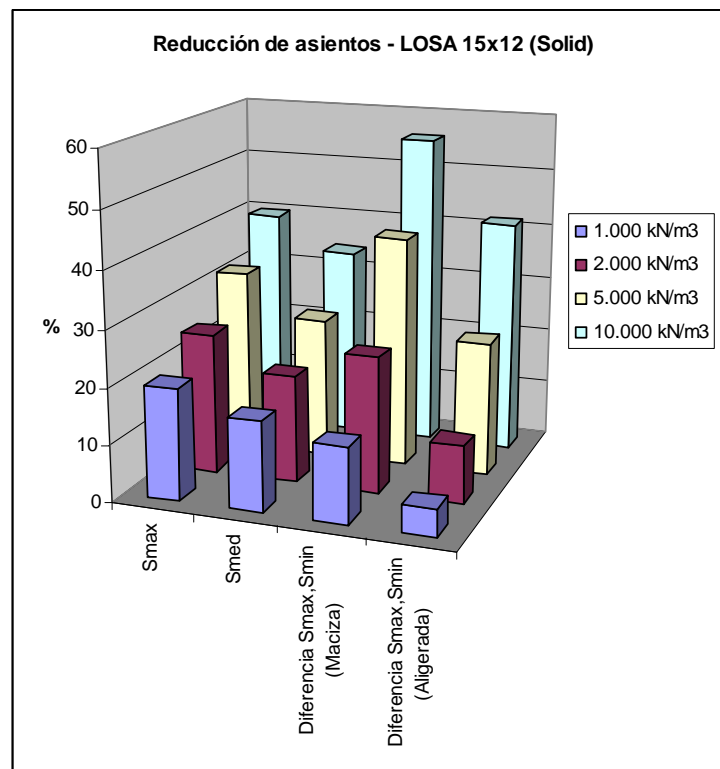


Figura 13.14. Comparativa losa maciza – aligerada (losa 15x12, elementos Solid)

A la vista de las figuras 13.13 y 13.14, si se observan los porcentajes de reducción de asientos máximos y medios, podemos también concluir, que además de ser significativa la reducción de los máximos, es aún más relevante la reducción de asientos diferenciales, lo que se puede confirmar analizando las dos últimas columnas de cada figura, en la que aportamos los valores de la diferencia entre asientos máximos y mínimos en porcentaje.

Si se analizan los resultados obtenidos para la solución de la placa aligerada, con los dos modelos empleados (todo el modelo con elementos shell, frente a un modelo con las zonas macizas mediante elementos solid), se aprecia como siendo los valores de asientos máximos muy similares para ambas soluciones, en el caso de emplearse elementos sólidos, se obtienen unos asientos mínimos ligeramente superiores, y por tanto, asientos diferenciales menores. En cualquier caso, estas diferencias entre ambos modelos no parecen demasiado relevantes, por lo que, en la práctica, puede emplearse cualquiera de los modelos obteniéndose soluciones igualmente válidas.

Junto al análisis previo de los asientos en ambas placas, se presentan a continuación los resultados para los esfuerzos de flexión obtenidos en la mayor de las dos placas, comparando la solución maciza y la aligerada que aquí se plantea.

Si se comparan las tensiones normales obtenidas para las dos soluciones en la zona inferior de las losas, se pueden obtener importantes conclusiones: mientras que en la losa maciza, aparecen claramente marcadas las bandas de soportes y bandas centrales (figuras 13.15 y 13.16), en el caso de la losa aligerada, las tensiones marcan claramente la situación de los nervios, como elementos fundamentales en la flexión (figuras 13.17 y 13.18). Por lo tanto, es en esas zonas, donde aparecen las máximas tensiones. En el caso de la losa aligerada, se obtienen para ambas tensiones, valores muy bajos en los bordes - tanto transversal como longitudinalmente - e incluso en gran parte de las zonas de vanos, lo que supondrá un armado por cuantía mínima, salvo, lógicamente en las zonas ocupadas por los

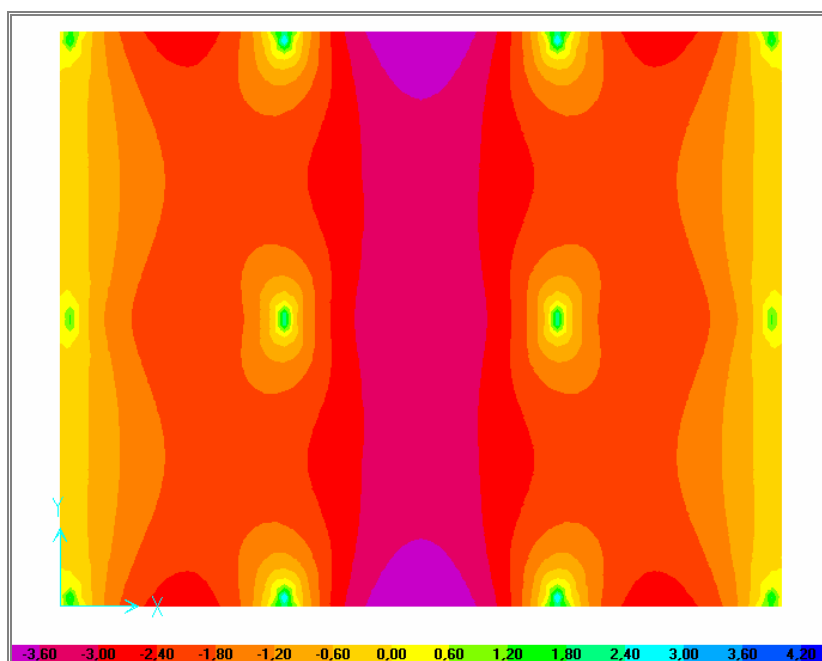


Figura 13.15. Distribución de tensiones  $\sigma_{11}$  en la losa maciza (Máximo 4,18 N/mm<sup>2</sup> Combinación A.Permanentes + A. Variables).

nervios. Por el contrario, es en las bandas de soportes exteriores (longitudinal y transversal) donde se obtendrían las tensiones (y momentos) máximos en la losa maciza.

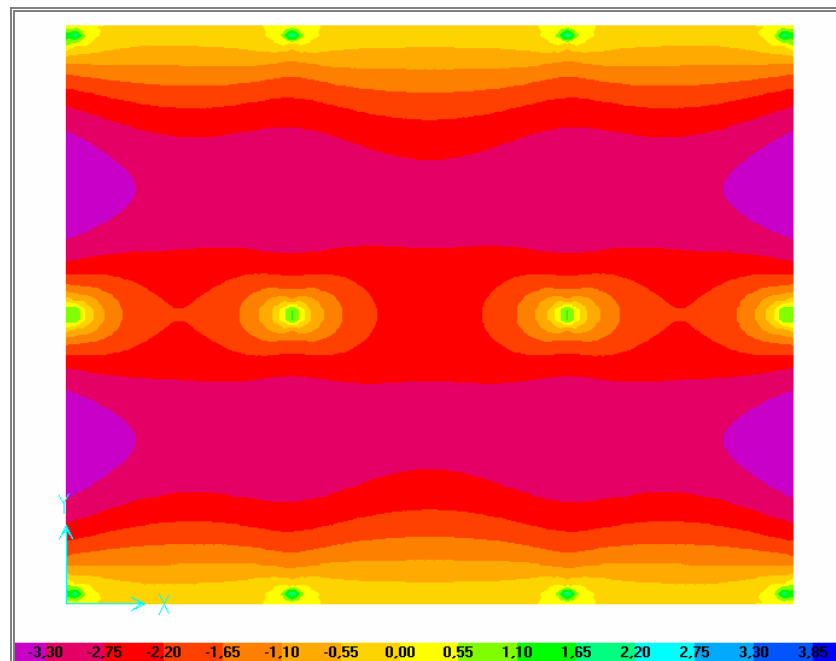


Figura 13.16. Distribución de tensiones  $\sigma_{22}$  en la losa maciza (Máximo 3,80 N/mm<sup>2</sup> Combinación A.Permanentes + A. Variables).

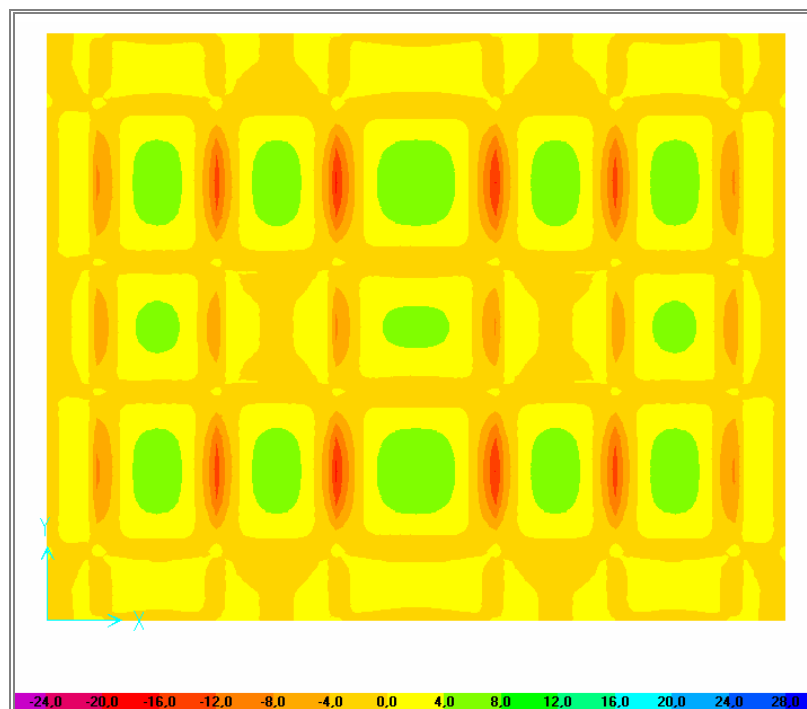


Figura 13.17. Distribución de tensiones  $\sigma_{11}$  en la placa inferior de la losa aligerada (Máximo 16,55 N/mm<sup>2</sup> Combinación A.Permanentes + A. Variables).



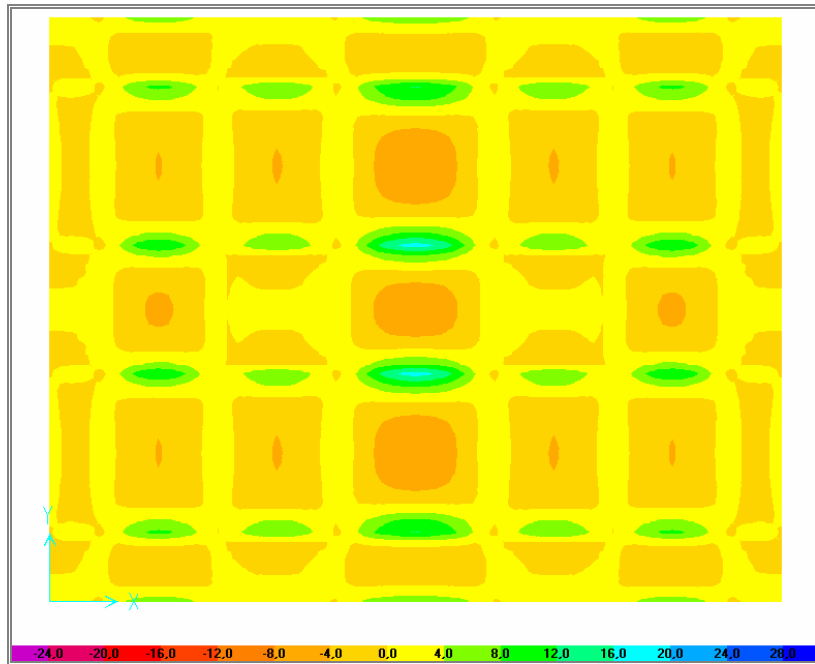


Figura 13.18. Distribución de tensiones  $\sigma_{22}$  en la placa inferior de la losa aligerada. (Máximo 17,18 N/mm<sup>2</sup> Combinación A.Permanentes + A. Variables).).

Se han representado en las figuras 13.19 y 13.20 las leyes de momentos flectores de las dos soluciones. Del análisis de ambos gráficos, se pueden extraer algunas ideas fundamentales. Si se observan los valores máximos, tanto positivos como negativos, es claro, que en el caso de la solución aligerada, éstos se mantienen casi constantes entre los distintos vanos, mientras que en la losa maciza hay importantes diferencias entre los vanos exteriores y el vano central. Además de esto, en el diagrama de la losa maciza, las leyes siguen una distribución aproximadamente parabólica, Por el contrario, en la propuesta de la losa aligerada, se pueden apreciar zonas ascendentes y descendentes casi lineales, junto a las zonas de negativos con “lomas” bastante extendidas en longitud en los vanos, coincidiendo dichas zonas ascendentes – descendentes con las zonas macizas.

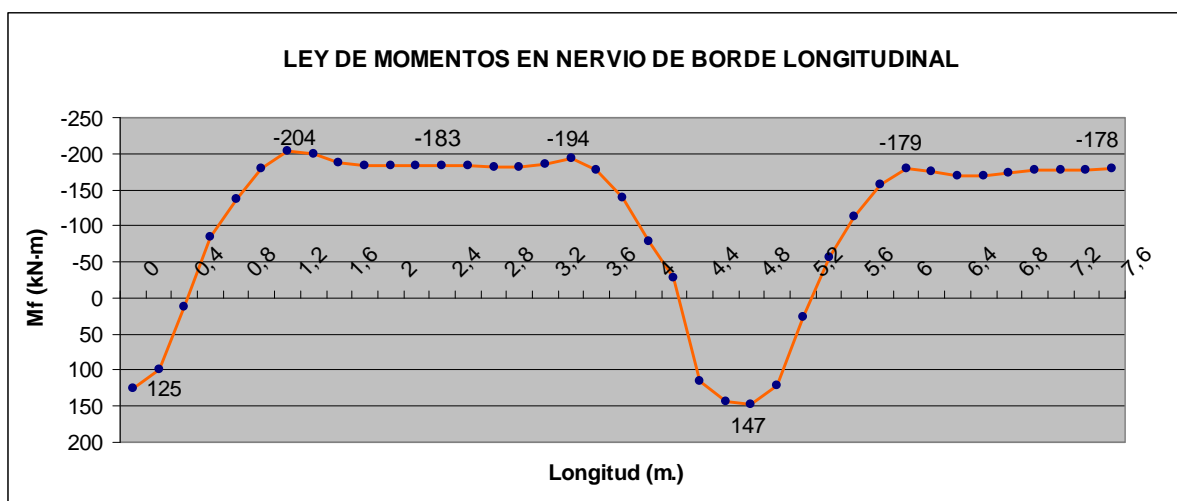


Figura 13.19. Ley de momentos en nervio de borde longitudinal de la losa aligerada. (solo se representa la mitad).

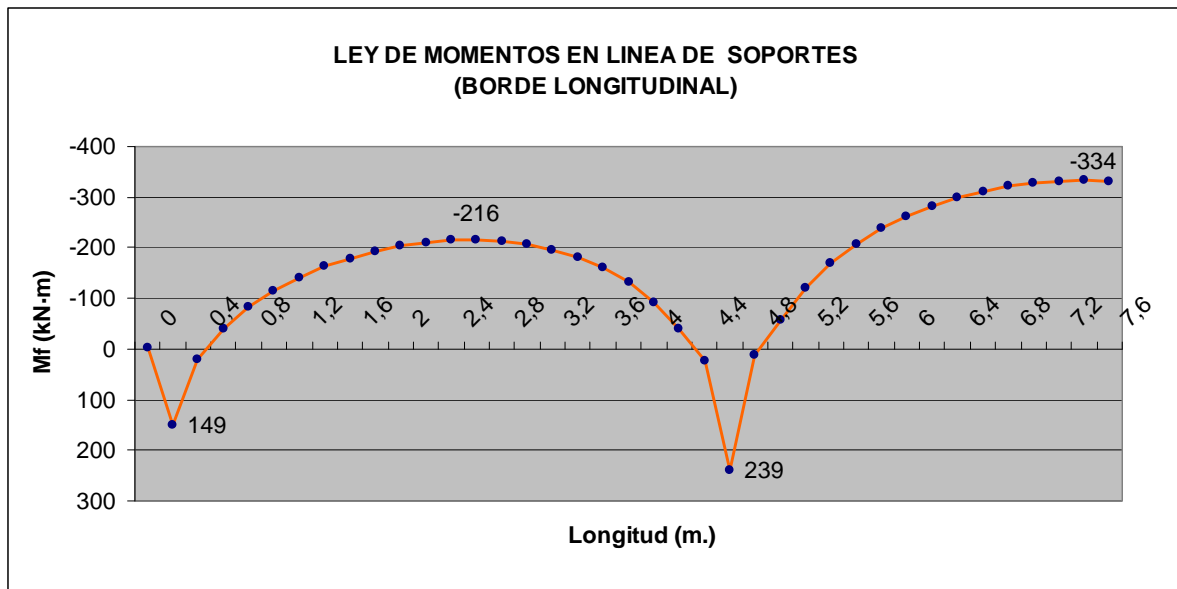


Figura 13.20. Ley de momentos en nervio de borde longitudinal de la losa maciza (solo se representa la mitad)

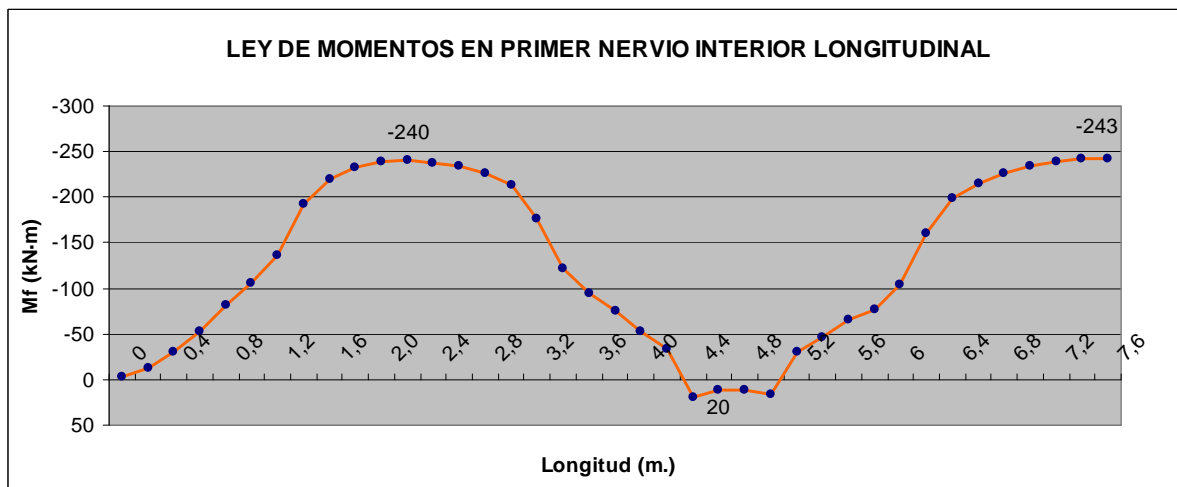


Figura 13.21. Ley de momentos en nervio interior longitudinal de la losa aligerada.  
(solo se representa la mitad)

Si pasamos ahora a estudiar las dos siguientes figuras (13.20 y 13.21), correspondientes al primer nervio longitudinal interior en el caso de la losa aligerada (cota  $y = +0,80$  m), se aprecia como los valles y zonas ascendente – descendentes permanecen, pero menos acentuadas que en el caso del nervio de borde; sin embargo, se siguen manteniendo unos valores máximos (tanto positivos como negativos) muy similares entre vanos.

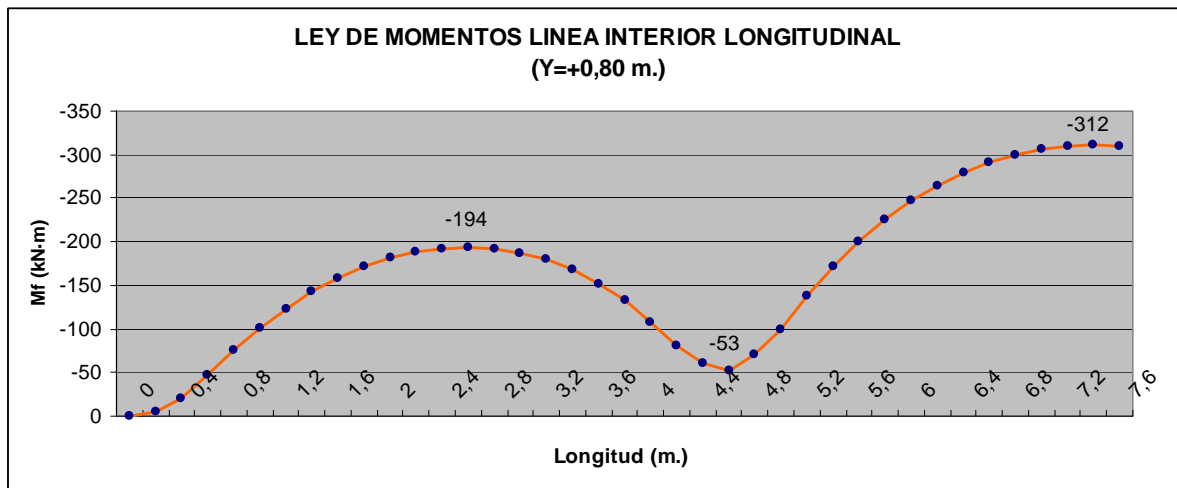


Figura 13.22. Ley de momentos en línea interior longitudinal de la losa maciza. (solo se representa la mitad)

En estos dos últimos gráficos (figuras 13.23 y 13.24) se mantiene la tendencia ya comentada en los anteriores, reduciéndose para la losa aligerada los momentos de vano, y disminuyéndose en gran medida, el efecto de “loma” en esos mismos vanos, con “valles” algo más extendidos en la zona de los soportes.

Para analizar el comportamiento de los nervios, se han comparado además, con el programa SAP2000, los resultados obtenidos en la menor de las dos losas, con una solución en la que eliminamos las losas superior e inferior, por tanto se convierte en una solución que podríamos denominar combinada zapata-emparrillado.

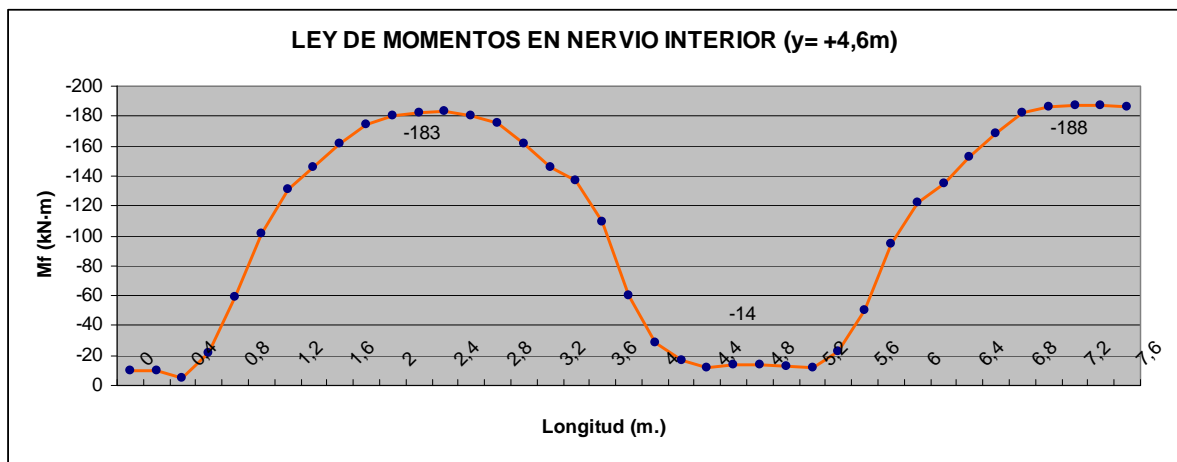


Figura 13.23. Ley de momentos en nervio central longitudinal de la losa aligerada.

Se ha podido constatar que en los dos esquemas el mecanismo estructural es, lógicamente distinto. En las figuras presentadas a continuación (13.25 a 13.29) se reflejan los valores de las componentes normales  $F_{11}$ , entendiéndose, que mientras que en el modelo de la figura 13.25, la misión de los nervios es básicamente de atado entre los macizos, en el modelo aligerado, los nervios contribuyen a la flexión de la placa, a modo de “vigas centradoras” entre zonas macizas exteriores e interiores. Como se podía esperar, los resultados en cuanto a asientos no son comparables tanto en lo que se refiere a valores

máximos (49 y 51 mm respectivamente para losa aligerada y maciza, frente a los 53,4 obtenidos aquí en los dos soportes interiores) como a su distribución en los distintos apoyos de soportes (los coeficientes de balasto adoptados para cada una de las superficies de apoyo han sido 3.000, 4.400, 5.100 y 5.000 kN/m<sup>3</sup>).

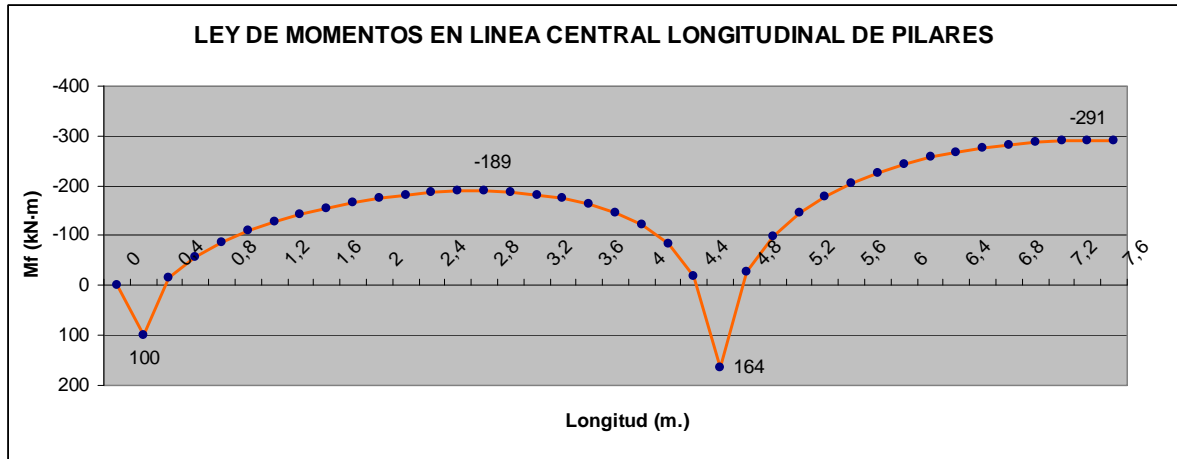


Figura 13.24. Ley de momentos en línea central longitudinal de la losa maciza.

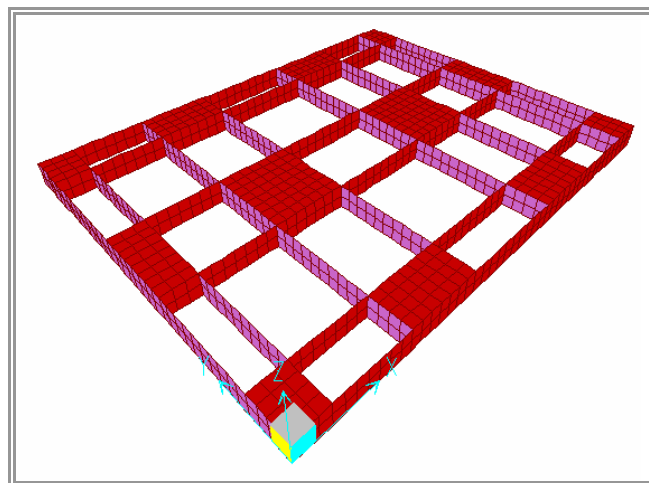


Figura 13.25. Modelo denominado Zapata – emparrillado.

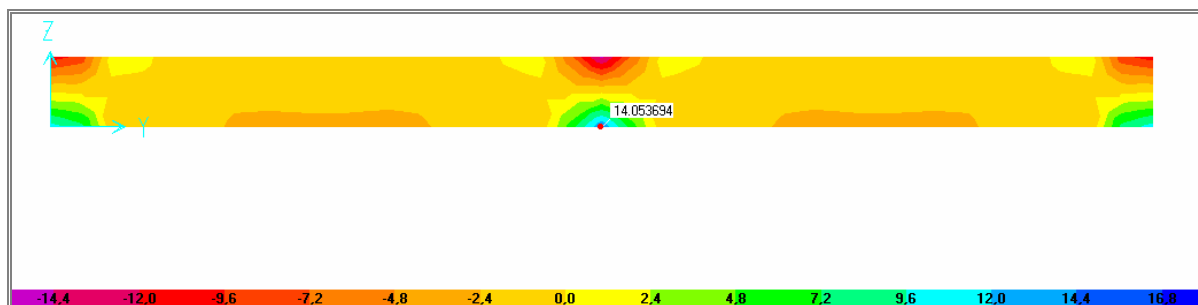


Figura 13.26. Componente  $F_{11}$  en viga de borde transversal. Losa aligerada. (Combinación Permanentes + Variables - kN/m)

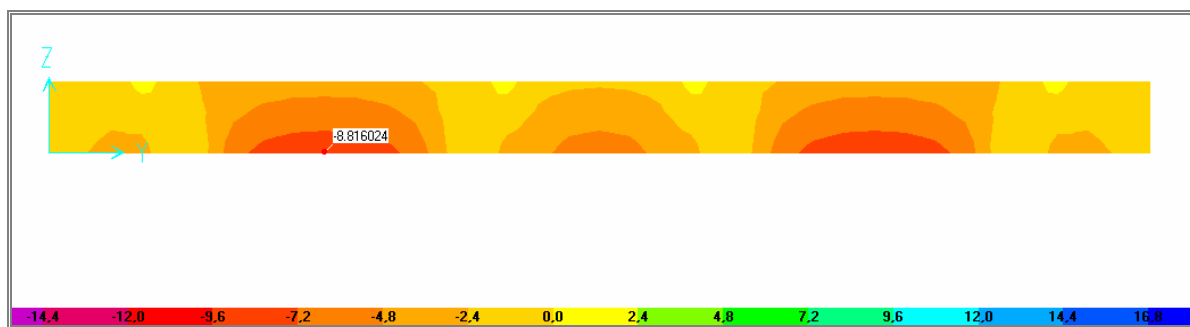


Figura 13.27. Componente  $F_{11}$  en nervio interior transversal de la primera línea de soportes.  
Losa aligerada. (Combinación Permanentes + Variables - kN/m)

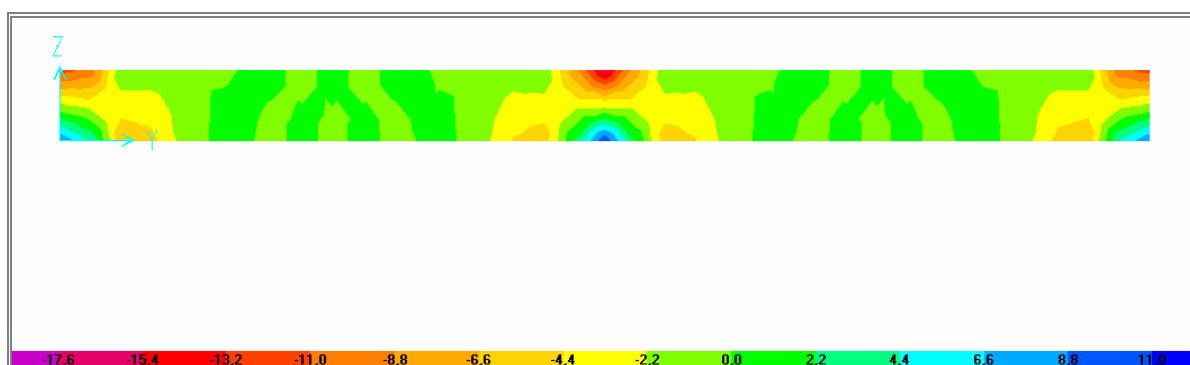


Figura 13.28. Componente  $F_{11}$  en viga de borde.  
Zapata-Emparrillado. (Combinación Permanentes + Variables - kN/m)

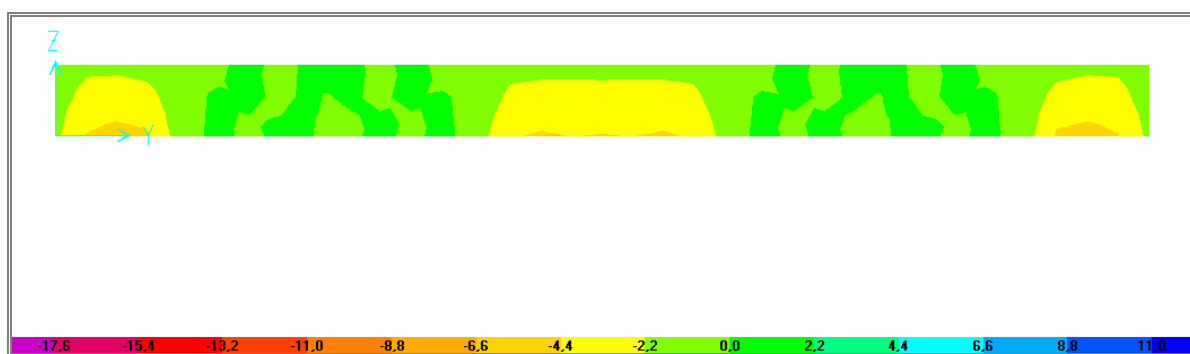


Figura 13.29. Componente  $F_{11}$  en nervio interior.  
Zapata-Emparrillado. (Combinación Permanentes + Variables - kN/m)

Para modelizar la losa en el programa Plaxis 3D se han empleado los siguientes datos:

HORMIGÓN	HA-25
Módulo de deformación longitudinal	$E = 2,5 \cdot 10^4$ MPa
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Peso específico	$\gamma = 24$ kN/m <sup>3</sup>

#### POLIESTIRENO EXPANDIDO

Módulo de elasticidad	$E = 6 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,1$
Peso específico	$\gamma = 0,3 \text{ kN/m}^3$

#### TERRENO NIVEL 1 (8 m.). Arcillas blandas.

Módulo de elasticidad	$E = 5 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,32$
Peso específico aparente	$\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$
Cohesión	$c = 5 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 25^\circ$

#### TERRENO NIVEL 2 (10 m.). Arena media

Módulo de elasticidad	$E = 10 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Peso específico aparente	$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$
Cohesión	$c = 1 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento interno	$\varphi = 30^\circ$

No se considera nivel freático.

El modelo discretizado quedaría como sigue (se ha modelado únicamente la mitad de la losa):

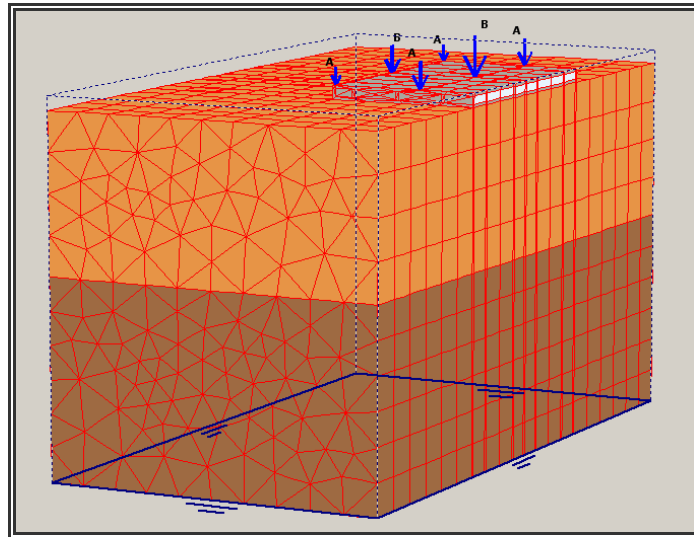


Figura 13.30. Modelo 3D de la losa en Plaxis 3D

Los resultados comparativos de ambas soluciones nos reflejan que, si bien el comportamiento general es muy similar en las dos, los asentamientos máximos obtenidos se reducen aproximadamente en un 14% para la losa aligerada (frente a la diferencia obtenida mediante el programa Sap que era del 19%). Esto unido a asentamientos más uniformes con la solución que incluye zonas aligeradas, la otorgan, desde un punto de vista técnico, como una solución superior a la tradicional. Así mismo, se confirma una ligera reducción, de la diferencia de asentamientos entre la solución maciza y aligerada, al disminuir los asentamientos.

ASIENTOS	$E_{coh.} = 5\text{MPa}$ $E_{gran.} = 10\text{MPa}$		$E_{coh.} = 10\text{MPa}$ $E_{gran.} = 20\text{MPa}$		$E_{coh.} = 20\text{MPa}$ $E_{gran.} = 30\text{MPa}$		$E_{coh.} = 30\text{MPa}$ $E_{gran.} = 40\text{MPa}$	
	$S_{max}$	Reducción $S_{max}$	$S_{max}$	Reducción $S_{max}$	$S_{max}$	Reducción $S_{max}$	$S_{max}$	Reducción $S_{max}$
	MACIZA	59,2 mm	13,4 %	29,9 mm	12,8 %	14,8 mm	12,2 %	10,3 mm
ALIGERADA	51,3 mm	26,1 mm		13,0 mm		9,1 mm		

Tabla 13.3. Resultados comparativos de asientos obtenidos con Plaxis.

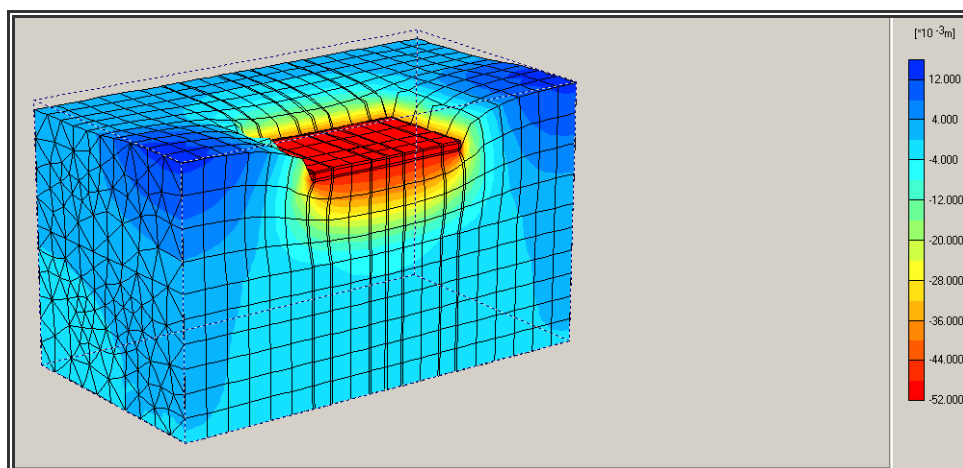


Figura 13.31. Deformaciones obtenidas en Plaxis para la losa aligerada.  
Máximo losa aligerada -51,3 mm.

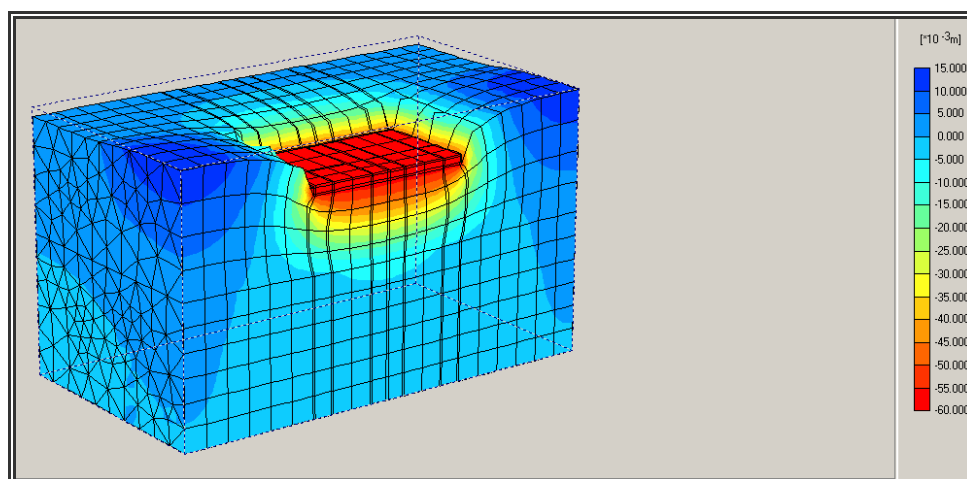


Figura 13.32. Deformaciones obtenidas en Plaxis para la losa maciza.  
Máximo losa maciza -59,2 mm

En cuanto a la distribución de tensiones, como era de esperar, solo se aprecian ligeras diferencias entre ambas soluciones en las capas más superficiales (esto se puede observar en las figuras 13.34 y 13.35, de tensiones verticales, en los tonos azules que aparecen justo bajo la base de la placa, mientras que en las tensiones de corte, las encontraríamos en los tonos azules y naranjas situados bajo los bordes).

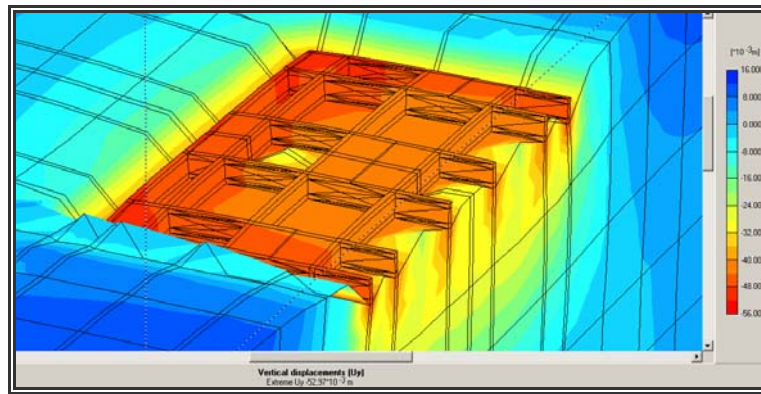


Figura 13.33. Deformaciones obtenidas en Plaxis para la solución zapata - emparrillado.  
Máximo zapatas - emparrillado -52,7 mm

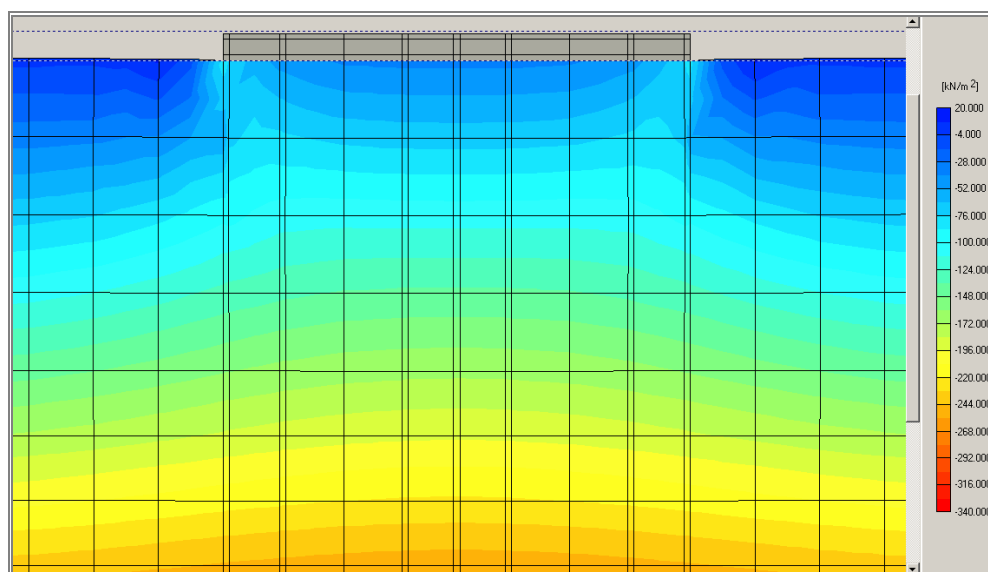


Figura 13.34. Resultado de tensiones verticales. Losa maciza.  
Sección longitudinal por el eje de simetría.  $\sigma_{yy}$  máximo 0,336 N/mm<sup>2</sup>

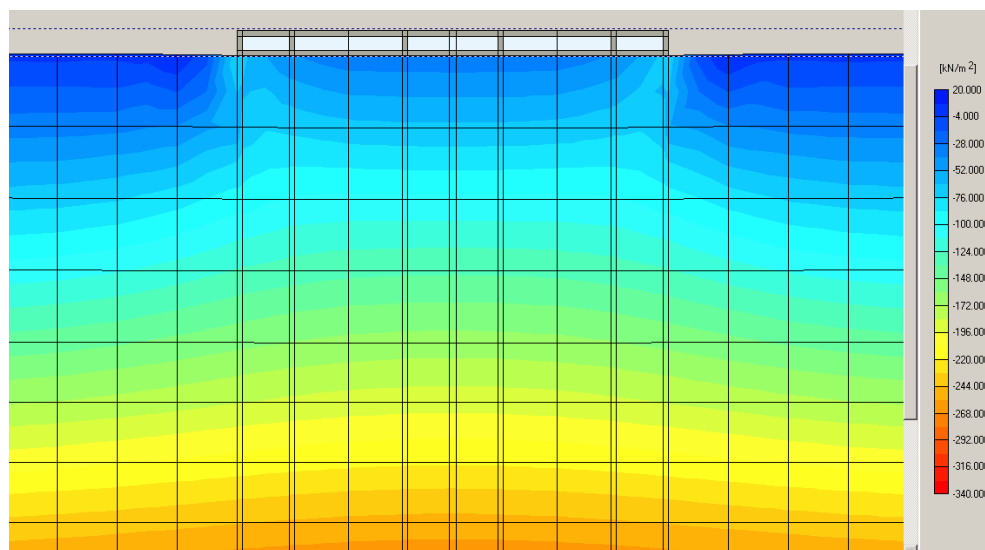


Figura 13.35. Resultado de tensiones verticales. Losa aligerada.  
Sección longitudinal por el eje de simetría.  $\sigma_{yy}$  máximo 0,334 N/mm<sup>2</sup>



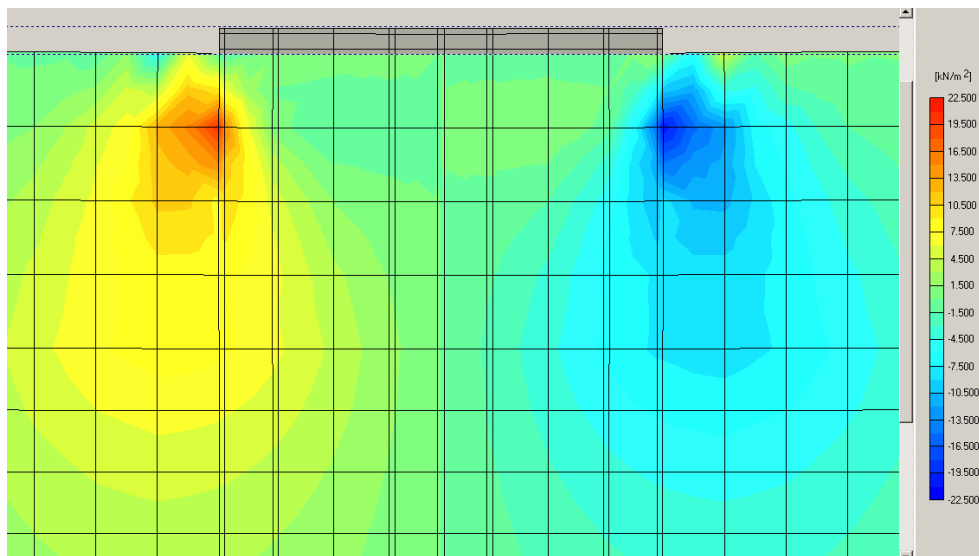


Figura 13.36. Resultado de tensiones de corte. Losa maciza.  
Sección longitudinal por el eje de simetría.  $\tau_{yz}$  máximo 0,021 N/mm<sup>2</sup>

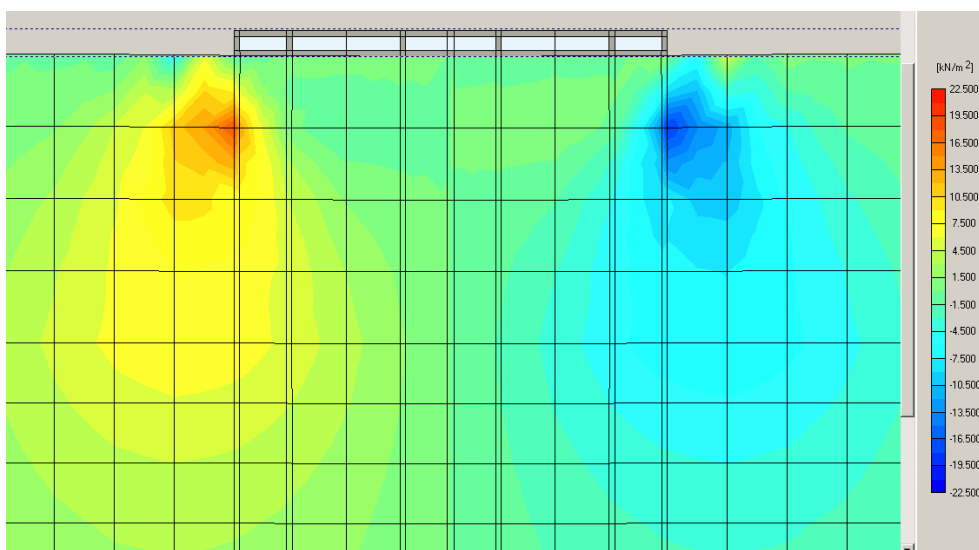


Figura 13.37. Resultado de tensiones de corte. Losa aligerada.  
Sección longitudinal por el eje de simetría.  $\tau_{yz}$  máximo 0,020 N/mm<sup>2</sup>

Independientemente del mecanismo de trabajo de la losa, entendemos que el sistema presentaría algunos problemas constructivos, como sería la sustentación del armado superior, o la colocación de separadores en esa zona. Además esta solución también dificultaría el hormigonado. En contrapartida, el sistema planteado supone un ahorro importante en cuanto al volumen de hormigón, en particular en los dos casos que se han analizado, este ahorro supone un 36% de ahorro para la losa menor, y un 46% en el caso de la mayor. Como es lógico estos valores solo son orientativos, ya que en cada caso particular las dimensiones de las zonas macizas, ancho de nervios y cantos variarán, y deberán estudiarse adecuadamente.

### 13.4. VALORACIÓN ECONÓMICA ESTIMADA.

A título orientativo, se indica a continuación un presupuesto comparativo de la losa maciza de mayores dimensiones, frente a la solución aligerada<sup>2</sup>.

#### LOSA MACIZA:

- M <sup>3</sup> de Hormigón HA-25/P/20/IIa V. con bomba		
107,66 €/m <sup>3</sup>	126 m <sup>3</sup>	13.565 €
- KG de acero B-400S en cimentación <sup>3</sup> .		
1,37 €/kg	12.400 kg.	16.988 €
	<b>TOTAL</b>	<b>30.553 €</b>

#### LOSA ALIGERADA:

- M <sup>3</sup> de Hormigón HA-25/P/20/IIa V. con bomba		
107,66 €/m <sup>3</sup>	68 m <sup>3</sup>	7.321 €
- KG de acero B-400S		
1,37 €/kg	7.800 kg.	10.686 €
- M3 Bloques de porexpán.		
105,72 €/m <sup>3</sup>	58 m <sup>3</sup>	6.132 €
	<b>TOTAL</b>	<b>24.139 €</b>

Como se puede apreciar, la solución de losa aligerada supone un cierto ahorro en coste de materiales, y todo ello teniendo presente el coste elevado que tiene actualmente el EPS por la evolución de los precios del petróleo.

### 13.5. ENSAYOS EN MODELO A ESCALA.

Una vez analizados los resultados derivados de los distintos cálculos expuestos en los apartados anteriores, se pretende, dentro de lo posible, confirmarlos mediante un estudio comparativo con un modelo a escala. Se han construido para ello, dos modelos de madera - teniendo en cuenta que su módulo de elasticidad, es el que más se acerca al del hormigón, dentro de los materiales disponibles - uno macizo y otro con zonas aligeradas, de forma semejante a la ya comentada en el capítulo precedente.

<sup>2</sup> No se ha tenido en cuenta el coste de mano de obra, por entender que en ambas situaciones sería muy similar, teniendo en cuenta, que para la losa maciza, sería necesario sustentar la armadura superior, mientras que en la aligerada, se tendrían que colocar separadores en esa misma armadura.

<sup>3</sup> La estimación de las cuantías de acero, se ha hecho a partir de los esfuerzos obtenidos para las condiciones de  $K_{losa} = 1.000 \text{ kN/m}^3$  y simplificando en cierta forma el armado para simplificar, así mismo, los cálculos de costes del acero.

En cuanto a las dimensiones de los modelos, éstas han estado limitadas por las que nos permitía la máquina de compresión que se ha empleado en las pruebas. También por ello, ha sido necesario realizar otros modelos semejantes en el programa de elementos finitos SAP2000.

Para cubrir distintas condiciones de apoyo, se han empleado en los ensayos dos soluciones distintas, una con un terreno granular en todo el espesor y la otra con un terreno superficial cohesivo.

### 13.5.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS ENSAYADOS.

Para llevar a cabo este análisis se han elaborado dos maquetas a escala 1:100, una maciza y otra aligerada, de dimensiones 120 x 120 x 10 mm. en ambos casos. Para la placa maciza, los nervios se han dimensionado de 1,5 x 8 mm., lo que correspondería a tamaño real con un espesor de 15 cm. y un canto para la zona aligerada de 80 cm. Las placas superior e inferior de esta losa tendrán un espesor de 1 mm. (10 cm. a tamaño real). En la figura siguiente se representa en planta la pieza aligerada.

Los ensayos se han realizado en una prensa de la empresa Controls, modelo 50-C42Z00, de 2.000 kN de capacidad y marco de gran rigidez; empleándose para ello la opción de deformación constante, hasta alcanzar una presión sobre el terreno de 0,1 N/mm<sup>2</sup> y en una segunda fase hasta 0,15 N/mm<sup>2</sup>. Una vez realizados los primeros ensayos, y con los asientos obtenidos, se ha hecho un cálculo en el programa SAP 2000 con elementos tipo Shell de cuatro nodos y solid de ocho nodos, con las mismas dimensiones a las del modelo a escala, con el fin de obtener un módulo de balasto equivalente.

Para este modelo, los datos que se han tomado como base han sido los siguientes:

#### MADERA

Módulo de deformación longitudinal	$E = 10.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,33$
Peso específico	$\gamma = 4 \text{ KN/m}^3$

En lo referente a las acciones, se han dispuesto, para los cálculos en ordenador, cargas puntuales correspondientes a los soportes reflejados en el esquema de planta, con los valores siguientes:

Pilares de esquina P1, P3, P7 y P9 113 N  
 Pilares de medianera P2, P4, P6 y P8 177 N  
 Pilar central P5 280 N

De esta forma, se llegó a una presión media bajo la losa de 0,1 N/mm<sup>2</sup>, semejante a la alcanzada en los ensayos en la prensa, resultando a partir de éstos, un coeficiente de balasto de  $K_{\text{losa}(12 \times 12 \text{ cm})} = 0,1 \text{ N/mm}^3$

El modelo a tamaño real con el programa SAP se hizo con elementos Solid de 8 nodos con las siguientes características:

Coefficiente de balasto

$$K_{\text{losa}(12 \times 12 \text{ m})} = 8.500 \text{ kN/m}^3$$

Pilares de esquina P1, P3, P7 y P9 1130 kN

Pilares de medianera P2, P4, P6 y P8 1770 kN

Pilar central P5 2800 kN

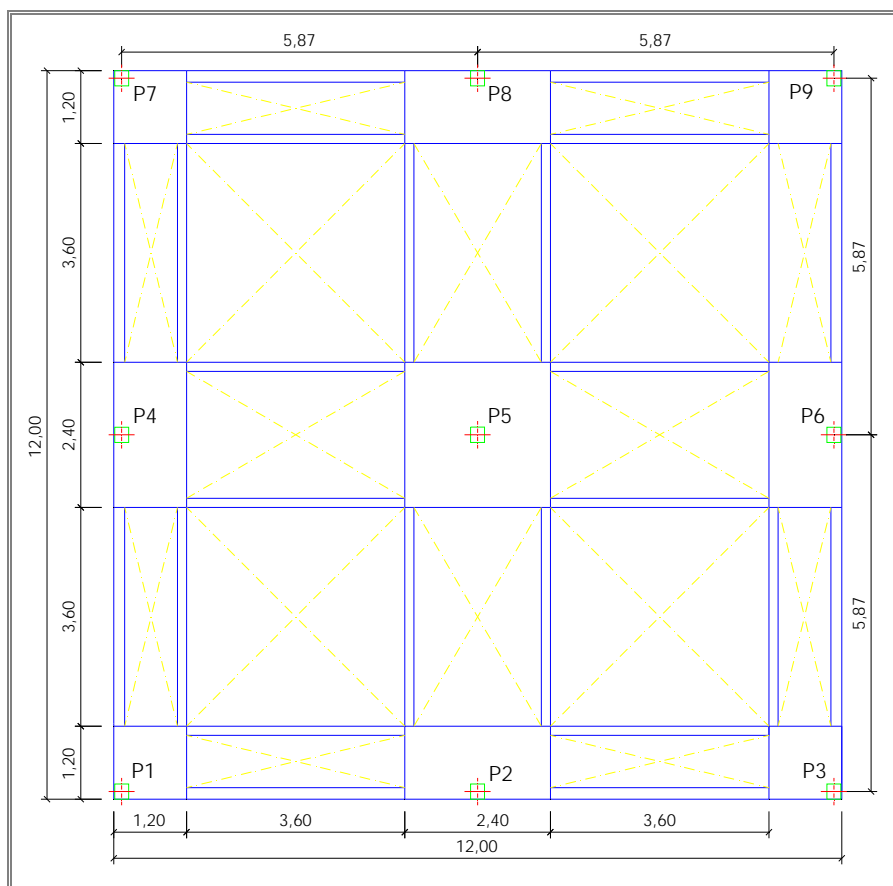


Figura 13.38. Planta acotada del modelo aligerado (cotas en cm.).

Llegándose, de igual forma, hasta una presión media de  $0,1 \text{ N/mm}^2$ . En los mismos modelos, se han realizado ensayos hasta alcanzar una presión de  $0,15 \text{ N/mm}^2$ ; dando en estos casos, valores para las cargas proporcionales a este valor

Como material para modelar el terreno de apoyo de la cimentación, se ha seleccionado en un primer estudio, suelo granular comprendido entre 1 y 2 mm. obtenido mediante tamizado; limpio y seco. El modelo se introducirá en el interior de una urna de metacrilato de  $32 \times 32 \times 32 \text{ cm}$ . llena con el terreno preparado, hasta completar 27cm. Para el llenado de la urna se procedió mediante tongadas de 5 cm. compactadas mediante una pequeña maza preparada especialmente para este fin. Para un segundo análisis se empleó terreno cohesivo de la zona, desecado, compactándose ligeramente cada una de las tongadas. Una vez finalizado cada uno de los ensayos, se procedió al remoldeo de la zona superficial del modelo y se compactaba ligeramente, con la finalidad de tener en todos ellos unas condiciones los más parecidas posibles.

En las siguientes figuras (13.39 a 13.48), se refleja el montaje de ambos modelos a escala.



Figura 13.39. Zona maciza de la losa aligerada



Figura 13.40. Piezas correspondientes a los nervios de la losa aligerada.

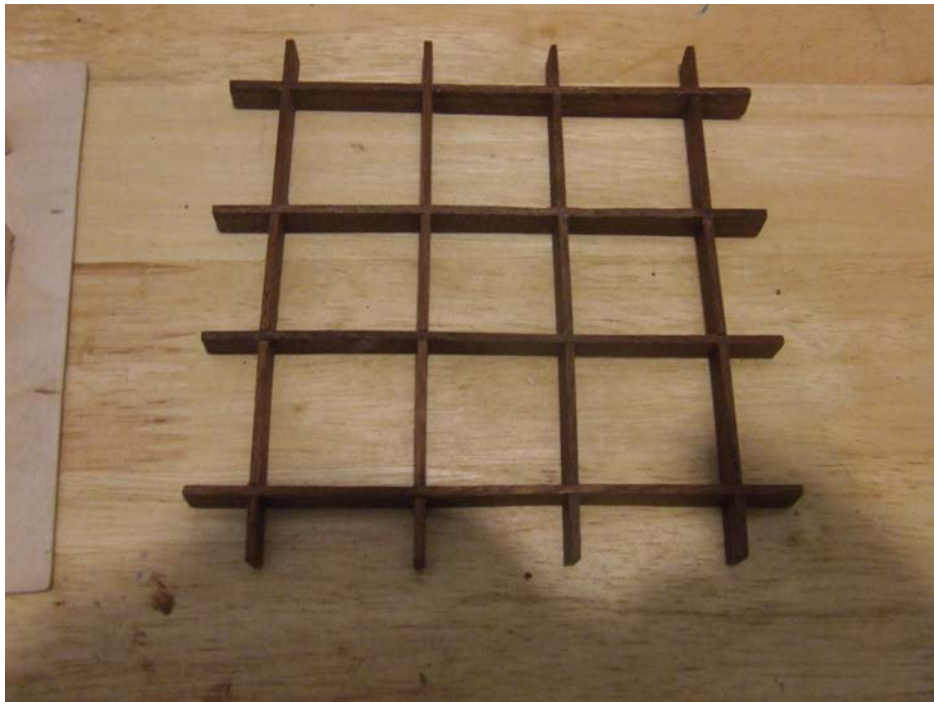


Figura 13.41. Fase inicial de montaje de los nervios de la losa aligerada.

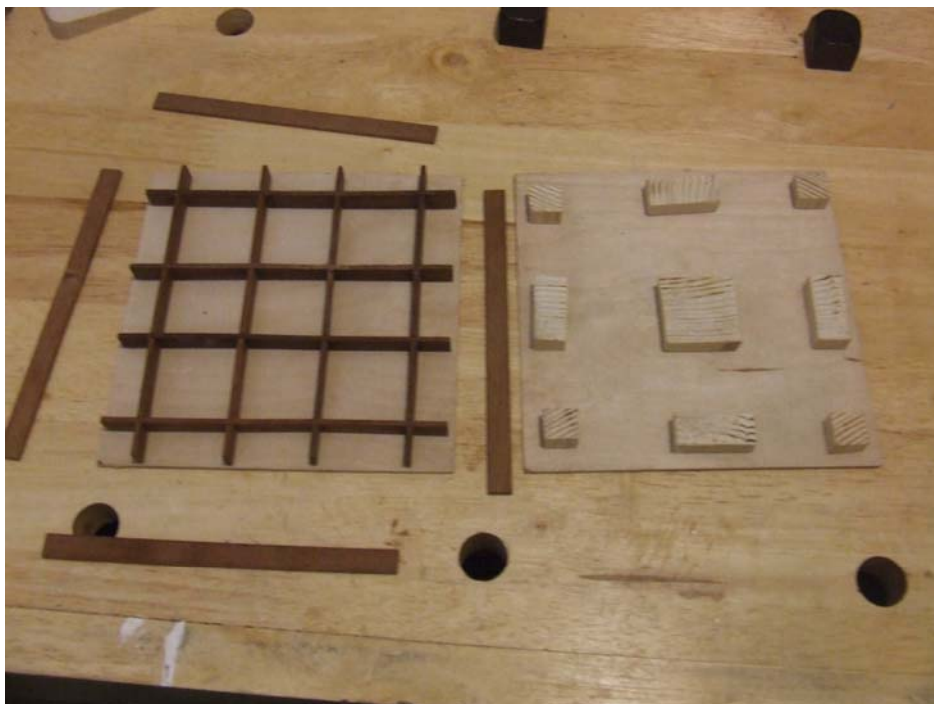


Figura 13.42. Despiece completo de la losa aligerada.



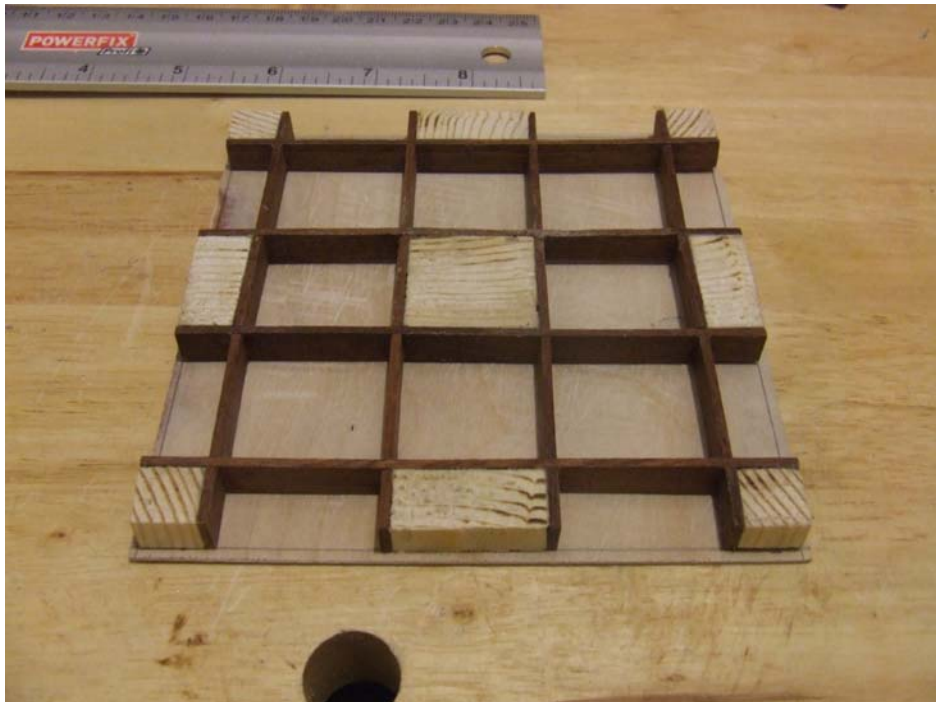


Figura 13.43. Zonas macizas y nervios interiores montados.



Figura 13.44. Montaje de las placas superior e inferior.



Figura 13.45. Aspecto interior de las dos placas montadas.

Para simular el efecto de los soportes sobre la losa, se han dispuesto “nueve pilares enanos” que transmiten la presión ejercida por la prensa sobre otra placa maciza superior de 18 mm. Estos “pilares enanos” se ha decidido no realizarlos a escala para evitar un posible efecto de pandeo y/o punzonamiento en la pieza principal.

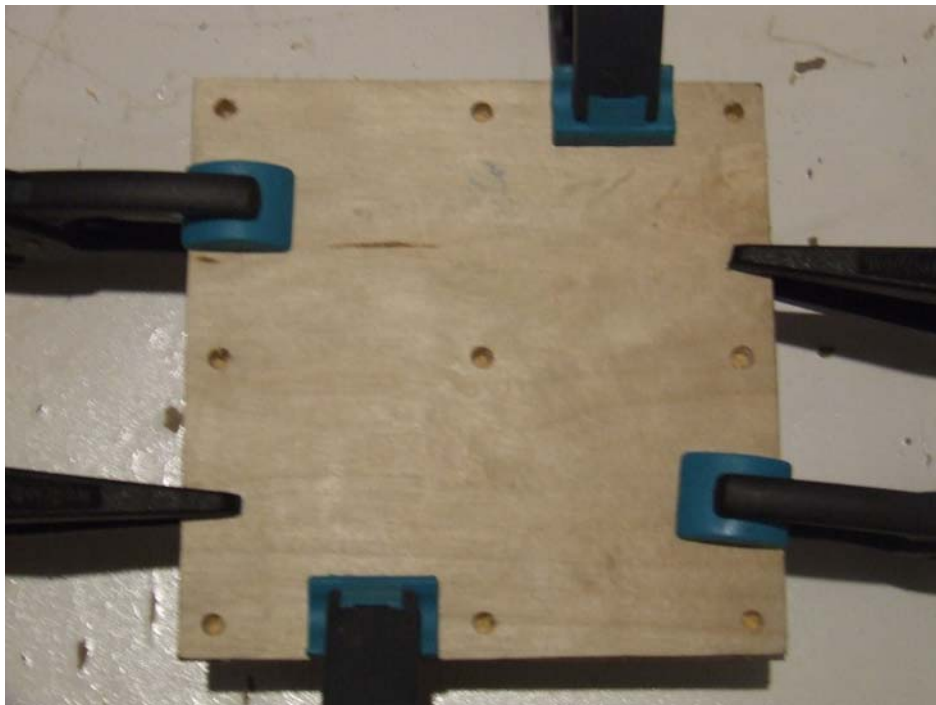


Figura 13.46. La losa preparada para colocar los pilares enanos.





Figura 13.47. Losa aligerada terminada. En la parte superior de la imagen aparece la placa empleada para transmitir la presión de la prensa

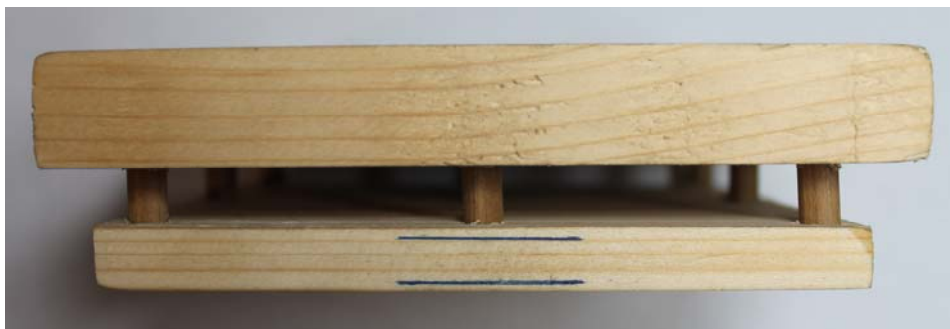


Figura 13.48. Losa maciza terminada.

En las dos figuras superiores se pueden apreciar las marcas realizadas para poder tomar unas medidas de referencia.

En las figuras 13.49 a 13.51 aparece el modelo macizo colocado dentro de la urna empleada para los ensayos.



Figura 13.49. La placa maciza dentro de la urna dispuesta para las pruebas.

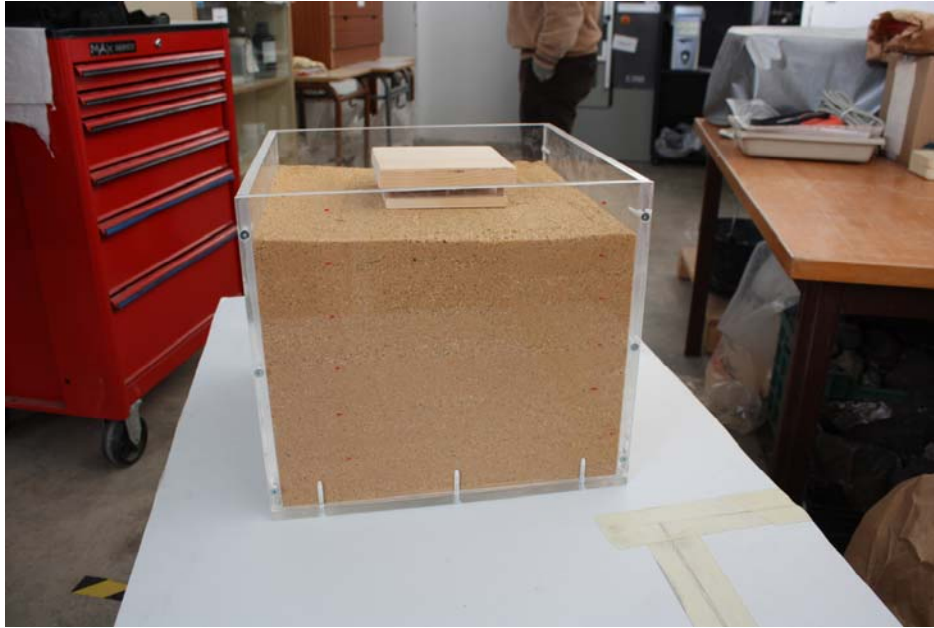


Figura 13.50. La placa maciza dentro de la urna dispuesta para las pruebas.

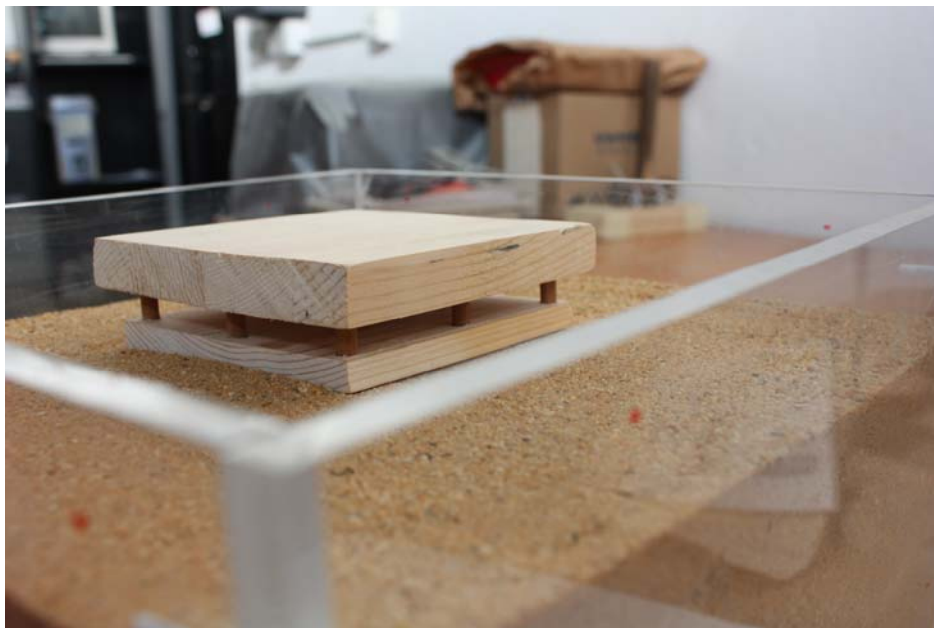


Figura 13.51. Detalle de la placa maciza dentro de la urna.

Hasta aquí la descripción se ha centrado en el modelo realizado a escala. Pasamos ahora a describir los distintos modelos que se han utilizado para su análisis en ordenador.

Se han realizado cuatro modelos, dos de ellos a la escala del modelo ensayado en laboratorio y los otros dos con las dimensiones reales. Se pretende con ello, comparar los resultados con los de los ensayos, y por otro lado, ver si estos corresponderían de forma similar, con los obtenidos a tamaño real. Al igual que ya se explicó en apartados anteriores, los modelos se han hecho, empleando elementos tipo shell de cuatro nodos y en otros modelos elementos solid de ocho nodos (los esquemas de ambos modelos se presentan en

las figuras 13.52 y 13.53). En este último caso, también, de nuevo, se ha modelado sólo la cuarta parte de la pieza, aplicando condiciones de simetría.

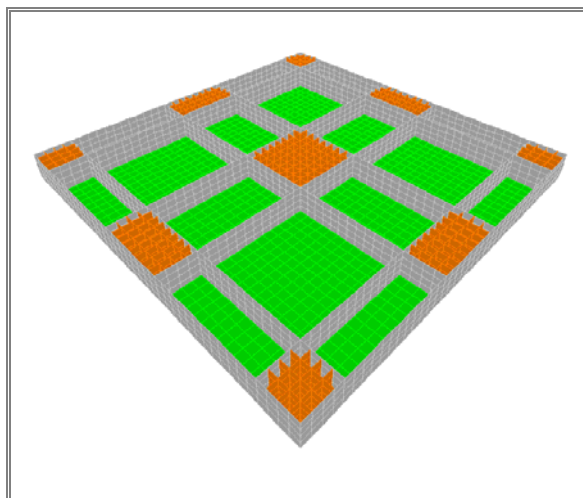
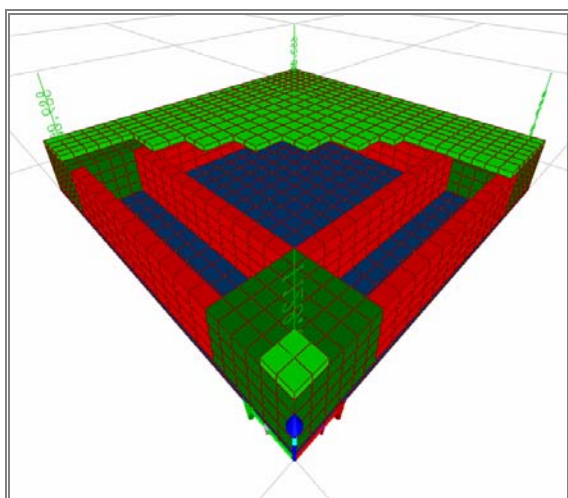


Figura 13.52. Modelo realizado con elementos solid.      Figura 13.53. Modelo realizado con elementos shell.

### 13.5.2. JUSTIFICACIÓN.

El procedimiento de medida de desplazamientos se basa en la calibración de imágenes digitales que se toman en las mismas condiciones. Para ello se han realizado una serie de pares de fotos, antes y después de la deformación, con una cámara situada sobre un trípode, sin cambiar ningún parámetro de la óptica, para que la posición y los aumentos de la imagen que se forma sobre el plano del sensor digital no varíen salvo por el movimiento del objeto.

Para la medida de distancias en píxeles sobre las imágenes se ha utilizado el programa de análisis y procesamiento de imágenes digitales "ImageJ". Es un programa de dominio público desarrollado en el National Institutes of Health de Estados Unidos, orientado a tratamiento de imágenes médicas y científicas.

Para la calibración de la imagen se toman como referencia distancias sobre el objeto ( $D_1$ ,  $D_2$ , ...) que son conocidas con gran precisión. Para ello se han realizado medidas entre aristas bien definidas o entre marcas realizadas sobre los modelos; utilizando así mismo, las imágenes tomadas sobre el objeto sin deformación. Con estas medidas se obtiene la correspondiente escala de la imagen formada sobre el sensor, sin más que dividir la distancia de referencia entre el número de píxeles correspondientes en la imagen, lo que nos proporciona el factor de conversión ( $F$ ) entre distancia real en milímetros y distancia virtual en píxeles. Para obtener mayor precisión se realizaron varias medidas de calibración, promediando los factores de conversión obtenidos, que se suelen expresar en micras por píxel .

Una vez obtenido el factor de conversión, para el análisis de las imágenes basta con determinar el desplazamiento ( $\Delta y$ , en píxeles) que se ha producido entre las dos imágenes que se han tomado antes y después de aplicar una cierta carga. Aplicando el factor de conversión se obtiene el desplazamiento real en micras:

Desplazamiento (micras) =  $\Delta y$  (píxeles) \* F (micras/píxel).

### 13.5.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

En la siguiente tabla (13.4) se muestran todos los resultados obtenidos en los ensayos correspondientes a suelo granular, apareciendo en las dos primeras columnas los alcanzados con presiones de 0,1 MPa. y 0,15 en las dos centrales.

COMPARACIÓN SUELO GRANULAR					
0,10 MPa		0,15 MPa		% REDUCCIÓN	
MACIZA	ALIGERADA	MACIZA	ALIGERADA	0,10 MPa	0,15 MPa
1,28 mm.	0,84 mm.	1,85 mm.	1,41 mm.	34,38 %	23,78 %
1,52 mm.	1,18 mm.	1,94 mm.	1,55 mm.	22,37 %	20,10 %
1,12 mm.	0,79 mm.	1,43 mm.	1,09 mm.	29,46 %	23,78 %
1,23 mm.	0,88 mm.	1,37 mm.	1,02 mm.	28,46 %	25,55 %
1,36 mm.	0,93 mm.	1,92 mm.	1,36 mm.	31,62 %	29,17 %
1,60 mm.	1,26 mm.	2,12 mm.	1,67 mm.	21,25 %	21,23 %
1,17 mm.	0,64 mm.	1,54 mm.	1,02 mm.	45,30 %	33,77 %
1,42 mm.	1,00 mm.	1,82 mm.	1,39 mm.	29,58 %	23,63 %
0,92 mm.	0,77 mm.	1,43 mm.	1,15 mm.	16,30 %	19,58 %
1,54 mm.	1,13 mm.	1,92 mm.	1,33 mm.	26,62 %	30,73 %
1,04 mm.	0,79 mm.	1,54 mm.	1,05 mm.	24,04 %	31,82 %
1,34 mm.	0,87 mm.	1,94 mm.	1,68 mm.	35,07 %	13,40 %
1,41 mm.	0,81 mm.	1,85 mm.	1,30 mm.	42,55 %	29,73 %
1,12 mm.	0,88 mm.	1,47 mm.	1,21 mm.	21,43 %	17,69 %
1,34 mm.	1,02 mm.	1,79 mm.	1,51 mm.	23,88 %	15,64 %
1,57 mm.	1,11 mm.	1,74 mm.	1,29 mm.	29,30 %	25,86 %
1,21 mm.	0,83 mm.	1,81 mm.	1,36 mm.	31,40 %	24,86 %
1,52 mm.	0,96 mm.	1,94 mm.	1,44 mm.	36,84 %	25,77 %
1,38 mm.	1,09 mm.	1,58 mm.	1,33 mm.	21,01 %	15,82 %
1,43 mm.	0,98 mm.	2,03 mm.	1,37 mm.	31,47 %	32,51 %
1,27 mm.	1,08 mm.	1,78 mm.	1,25 mm.	14,96 %	29,78 %
1,42 mm.	0,92 mm.	1,87 mm.	1,36 mm.	35,21 %	27,27 %
1,49 mm.	1,07 mm.	1,92 mm.	1,20 mm.	28,19 %	37,50 %
1,32 mm.	1,01 mm.	2,13 mm.	1,43 mm.	23,48 %	32,86 %
1,48 mm.	0,97 mm.	1,88 mm.	1,35 mm.	34,46 %	28,19 %
1,12 mm.	0,82 mm.	1,56 mm.	1,08 mm.	26,79 %	30,77 %
0,97 mm.	0,65 mm.	1,44 mm.	0,91 mm.	32,99 %	36,81 %
1,05 mm.	0,75 mm.	1,66 mm.	1,12 mm.	28,57 %	32,53 %
1,65 mm.	1,14 mm.	1,98 mm.	1,28 mm.	30,91 %	35,35 %
1,35 mm.	1,06 mm.	1,71 mm.	1,24 mm.	21,48 %	27,49 %

Tabla 13.4. Resultados obtenidos en los ensayos realizados con terreno granular.

De forma semejante se aportan a continuación (tabla 13.5) los resultados de los ensayos en el modelo con suelo cohesivo.

De ambos modelos se han realizado un total de treinta ensayos (inicialmente hasta llegar a una presión de 0,10 MPa y posteriormente hasta los 0,15 MPa).

Tal como se aprecia en los porcentajes de reducción reflejados en las dos últimas columnas, se observa cierta disparidad en los mismos. Esta es debida, siendo por otro lado algo esperado, a las ligeras diferencias entre los distintos ensayos realizados, en cuanto a las condiciones del terreno, a pesar del procedimiento seguido.

En las figuras siguientes (nº 54 y 55) se resumen los resultados obtenidos en ambos casos. Para obtener estos gráficos se han eliminado los cinco resultados superiores e inferiores.

COMPARACIÓN SUELO COHESIVO					
0,10 MPa		0,15 MPa		% REDUCCIÓN	
MACIZA	ALIGERADA	MACIZA	ALIGERADA	0,10 MPa	0,15 MPa
0,67 mm.	0,54 mm.	1,03 mm.	0,79 mm.	19,40 %	23,30 %
1,02 mm.	0,66 mm.	1,41 mm.	0,98 mm.	35,10 %	30,50 %
0,97 mm.	0,58 mm.	1,34 mm.	0,86 mm.	40,21 %	35,82 %
0,54 mm.	0,37 mm.	0,84 mm.	0,58 mm.	31,48 %	30,95 %
0,77 mm.	0,53 mm.	1,25 mm.	0,87 mm.	31,17 %	30,40 %
0,71 mm.	0,42 mm.	1,05 mm.	0,64 mm.	40,85 %	39,05 %
1,07 mm.	0,74 mm.	1,48 mm.	1,15 mm.	30,84 %	22,30 %
0,69 mm.	0,43 mm.	1,22 mm.	0,82 mm.	37,68 %	32,79 %
0,88 mm.	0,49 mm.	1,33 mm.	0,83 mm.	44,32 %	37,59 %
0,84 mm.	0,54 mm.	1,55 mm.	1,09 mm.	35,71 %	29,68 %
0,94 mm.	0,72 mm.	1,44 mm.	1,03 mm.	23,40 %	28,47 %
0,52 mm.	0,41 mm.	0,88 mm.	0,63 mm.	21,15 %	28,41 %
0,74 mm.	0,45 mm.	1,21 mm.	0,79 mm.	39,19 %	34,71 %
0,86 mm.	0,57 mm.	1,34 mm.	0,90 mm.	33,72 %	32,84 %
0,97 mm.	0,66 mm.	1,43 mm.	1,06 mm.	31,96 %	25,87 %
0,59 mm.	0,46 mm.	0,93 mm.	0,67 mm.	22,03 %	27,96 %
0,71 mm.	0,53 mm.	1,41 mm.	1,03 mm.	25,35 %	26,95 %
0,89 mm.	0,69 mm.	1,51 mm.	1,24 mm.	22,47 %	17,88 %
0,92 mm.	0,74 mm.	1,37 mm.	1,15 mm.	19,57 %	16,06 %
1,01 mm.	0,82 mm.	1,64 mm.	1,24 mm.	18,81 %	24,39 %
0,69 mm.	0,45 mm.	1,26 mm.	0,89 mm.	34,78 %	29,37 %
0,67 mm.	0,56 mm.	1,37 mm.	1,12 mm.	16,42 %	18,25 %
0,77 mm.	0,55 mm.	1,13 mm.	0,84 mm.	28,57 %	25,66 %
0,85 mm.	0,51 mm.	1,29 mm.	0,85 mm.	40,00 %	34,11 %
0,91 mm.	0,61 mm.	1,45 mm.	1,03 mm.	32,97 %	28,97 %
0,86 mm.	0,54 mm.	1,14 mm.	0,79 mm.	37,21 %	30,70 %
0,59 mm.	0,38 mm.	0,94 mm.	0,66 mm.	35,59 %	29,79 %
0,90 mm.	0,67 mm.	1,39 mm.	1,02 mm.	25,56 %	26,62 %
0,97 mm.	0,76 mm.	1,36 mm.	1,13 mm.	21,65 %	16,91 %
0,66 mm.	0,37 mm.	0,94 mm.	0,64 mm.	43,94 %	31,91 %

Tabla 13.5. Resultados obtenidos en los ensayos realizados con terreno cohesivo.



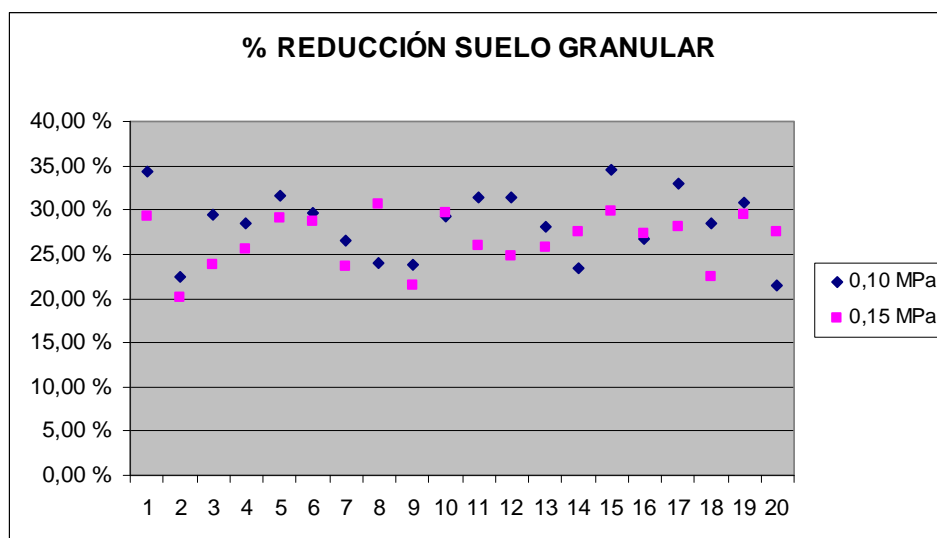


Figura 13.54. Resultados obtenidos en los ensayos con suelo granular

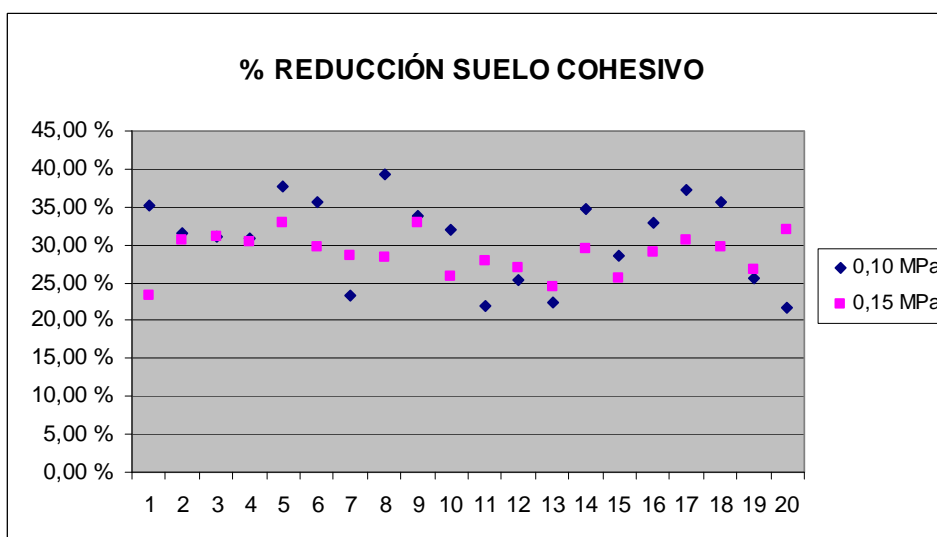


Figura 13.55. Resultados obtenidos en los ensayos con suelo cohesivo.

Como resultados finales, las medias determinadas de cada uno de los ensayos quedarían como sigue:

% de reducción de asientos

- SUELO GRANULAR. PRESIÓN 0,10 MPa	28,47 %
- SUELO GRANUALR. PRESIÓN 0,15 MPa	26,54 %
- SUELO COHESIVO. PRESIÓN 0,10 MPa	30,82 %
- SUELO COHESIVO. PRESIÓN 0,15 MPa	28,78 %

A nuestro entender, son más relevantes los resultados para la presión de 0,15 MPa, en los que “la puesta a 0” del ensayo, que siempre puede presentar cierto error, es ya menos apreciable. En cualquier caso, estaríamos ante un porcentaje de reducción de alrededor del

27 % en el caso del suelo granular, y de un 29 % en el del suelo cohesivo, siendo las diferencias entre uno y otro tipo de suelo de poca importancia.

En lo que respecta a los resultados derivados de los cálculos en ordenador, presentamos como más significativos, en las figuras 13.56 y 13.57, los resultados comparativos para la losa maciza y la aligerada a tamaño real, modelados con elementos tipo shell.

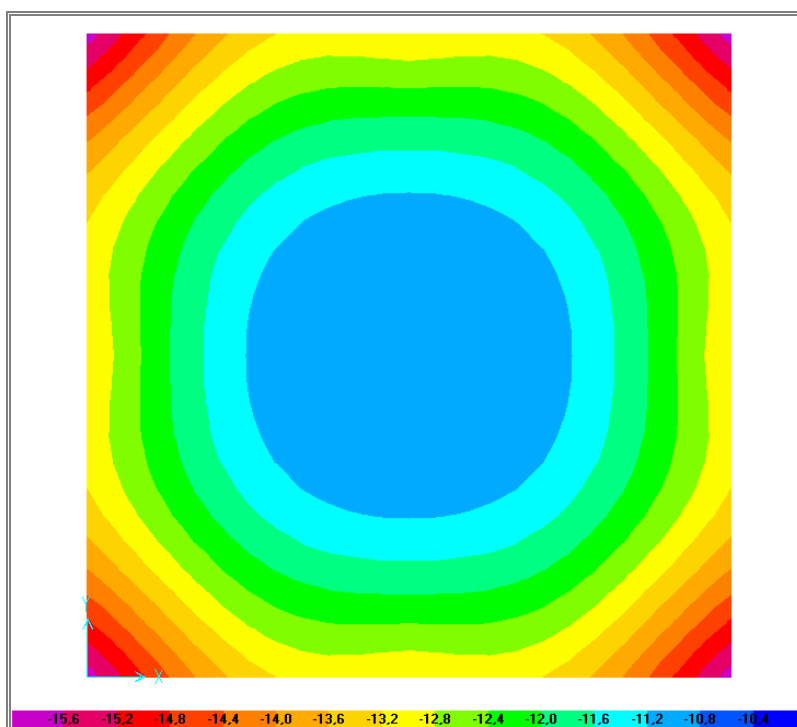


Figura 13.56. Asientos en losa maciza (tamaño real) con elementos tipo shell.  $S_{med} = 13,33$  m.

Para no extendernos más, presentamos en la tabla siguiente (13.6) todos los resultados obtenidos en los cálculos por ordenador.

	12 x 12 m El. Solid		12 x 12 m El. Shell		12 x 12 cm El. Shell	
	Maciza	Aligerada	Maciza	Aligerada	Maciza	Aligerada
Asientos (mm.)	13,00	9,56	13,33	9,50	1,02	0,80
Reducción	26 %		29 %		22 %	

Tabla 13.6. Asientos obtenidos en los distintos modelos en ordenador.

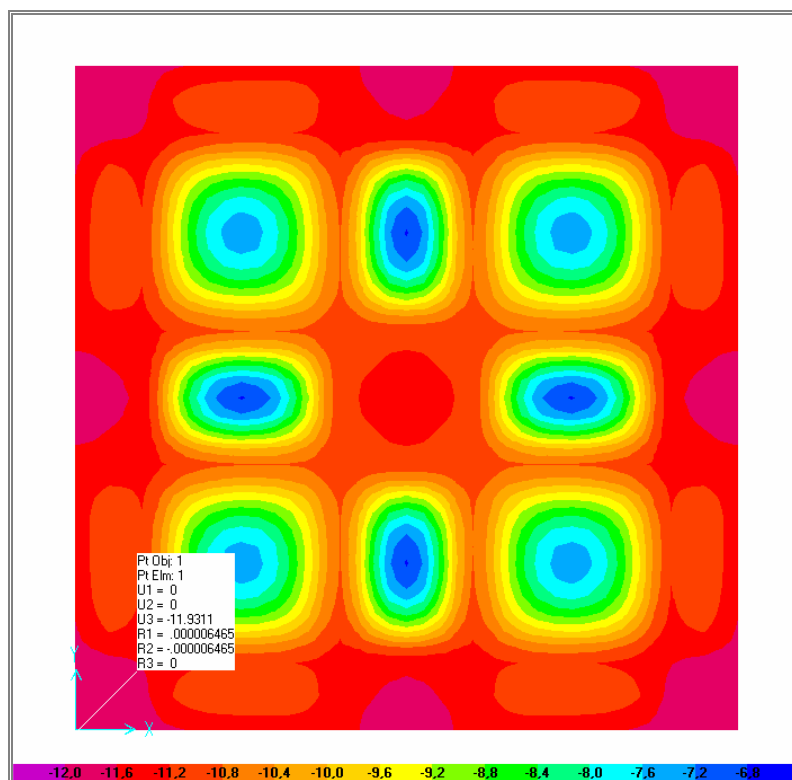


Figura 13.57. Asientos en losa aligerada (tamaño real) con elementos tipo shell.  $S_{med} = 9,50$  mm.

Comparando estos últimos resultados, con los que anteriormente se indicaron en los ensayos, podríamos concluir, que hay bastante semejanza entre unos y otros, si bien, aparentemente, los resultados obtenidos en el laboratorio arrojan valores ligeramente más altos en cuanto a reducción de asientos entre el modelo aligerado frente al macizo, pero en todo caso, estaríamos en torno a unos valores de reducción de alrededor del 27 o 28%, todo ello si no tenemos en cuenta el resultado obtenido en el caso del modelo a escala estudiado en SAP. Aquí el porcentaje baja de forma algo más notable. Entendemos que esto sería debido a un cierto desajuste en el valor del coeficiente de balasto en un modelo tan reducido.





## CAPÍTULO 14

### CONCLUSIONES.

Como objetivo fundamental de esta tesis, nos planteamos desde un principio, el de poder confirmar las posibilidades del uso del EPS como material apto para su uso en geotecnia. Para conseguir esta finalidad, se ha presentado un pequeño abanico de posibilidades, dentro de las muchas que entendemos que este material posee. Nuestra intención era, por tanto, la de dar unos primeros pasos, en un más que posible amplio camino que queda por recorrer, en cuanto al campo de aplicaciones de este material.

Siguiendo el esquema general, se van a ir detallando las conclusiones a las que se ha llegado en cada una de las aplicaciones concretas que aquí se han desarrollado.

#### 14.1. APLICACIÓN I: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL TERRAPLENADO DE UNA CARRETERA.

En este capítulo se analizaron tres condiciones distintas de terraplén, las dos primeras con trazado transversal horizontal, pero condiciones de apoyo distintas, y la tercera de ellas con un talud en sentido transversal bastante acentuado.

Tras el análisis de las tres condiciones establecidas para los terraplenes, podemos obtener las conclusiones siguientes:

- Es claro, que el uso de bloques EPS como material de relleno en terraplenes, produce un importante descenso de asentamientos y presiones en el suelo de apoyo, dado su casi nulo peso específico (por ejemplo, 302 mm. frente a 58 en la situación T1).

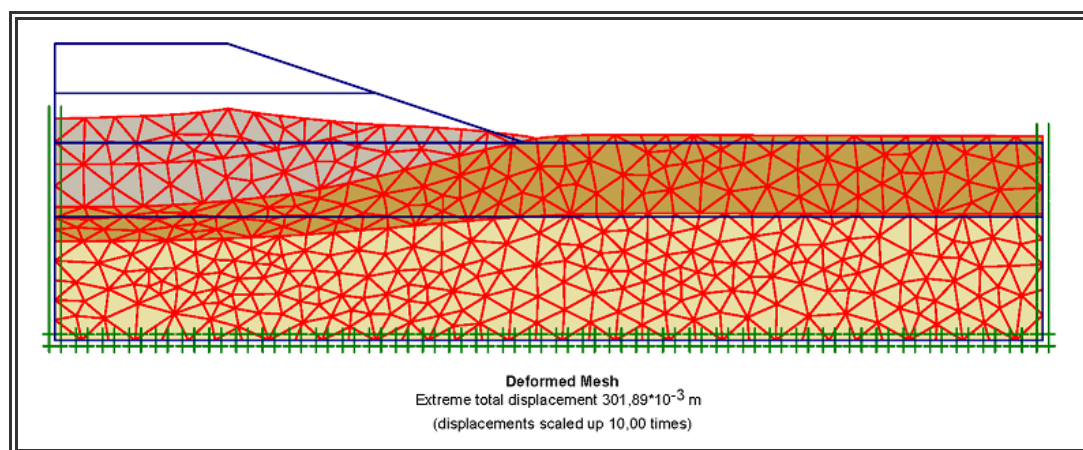


Figura 14.1. Deformada T1G (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 302 mm

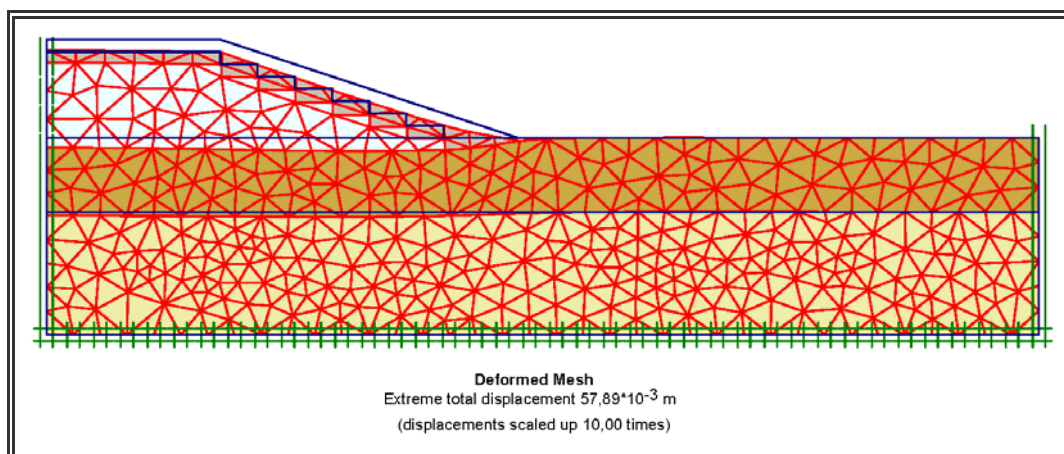


Figura 14.2. Deformada T1EPS (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 58 mm

- Entendemos también como una interesante aportación, la reducción de los plazos de ejecución entorno a un 30%, por una parte por el propio proceso de colocación de los bloques, como por la reducción de los plazos de disipación de la presión intersticial. En el caso de emplearse bloques de poliestireno expandido en el terraplén, en las dos fases iniciales correspondientes a la colocación de los bloques, prácticamente no se producen asientos, frente a los resultados empleando relleno de material granular, en el que en esas dos mismas fases los asientos están ya en torno al 40% del total.

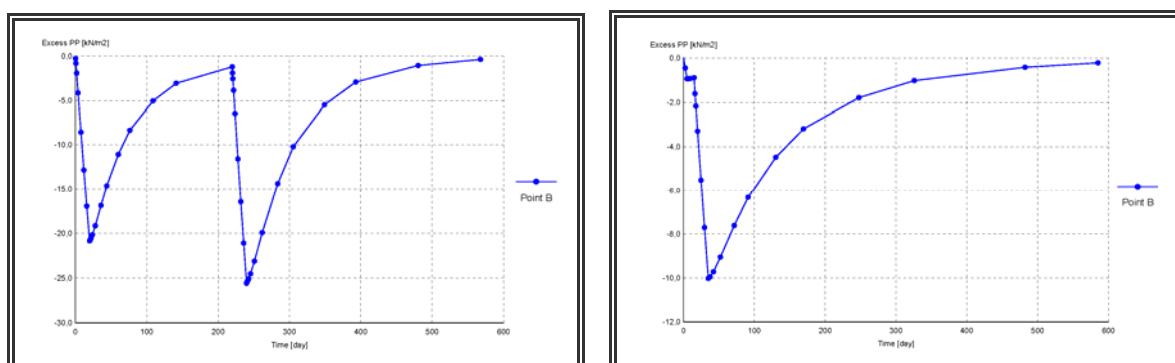


Figura 14.3. Evolución de la presión intersticial. Terraplén con solución tradicional (izquierda) frente al que emplea bloques de EPS (derecha)

- En todas las alternativas analizadas, se ha comprobado cómo se reducen las distorsiones producidas entre el centro y el extremo de la explanada en el caso de terreno sensiblemente horizontal y entre ambos extremos cuando se trate de terraplenes ejecutados en laderas; con la posibilidad de corregir este efecto con la propia geometría de las distintas capas de bloques.

- El fenómeno de colapso presenta diferencias importantes en el caso de emplear o no en el terraplén bloques de porexpán. Al no verse afectados los bloques por el deslizamiento, la zona afectada por este fenómeno, se reduce de forma radical (figuras 14.4 y 14.5).

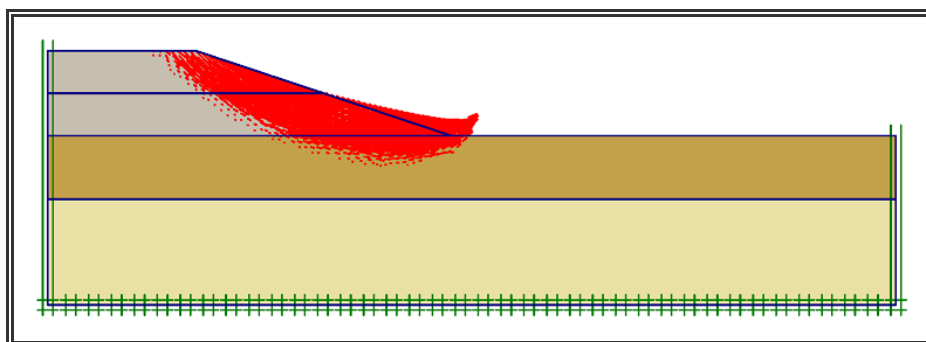


Figura 14.4. Mecanismo de rotura del terraplén T1G.

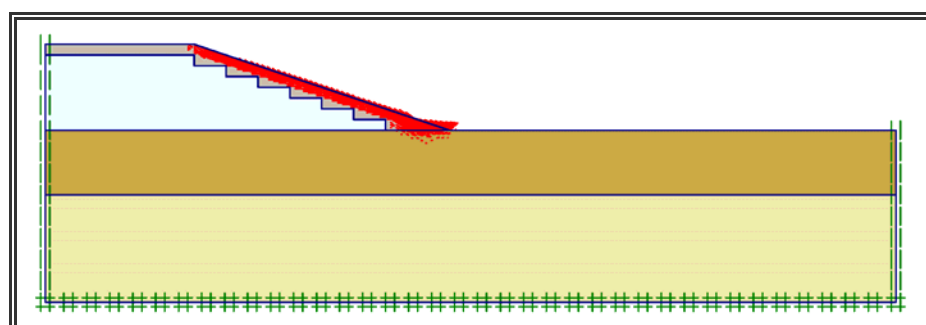


Figura 14.5. Mecanismo de rotura del terraplén T1EPS.

- El uso del EPS en los terraplenes se confirma como una posible alternativa desde un punto de vista técnico e incluso económico, teniendo siempre presente, que en el caso de emplearse EPS, el factor fundamental en el precio de éste será siempre el precio de la materia prima, y ésta depende a su vez de la evolución de los precios del petróleo.

- No se ha tratado aquí, por salirse del objetivo de esta tesis, los posibles problemas constructivos que puedan plantearse, como la flotabilidad del EPS, la mínima degradación que podría sufrir el material en caso de permanecer durante un tiempo prolongado en el exterior, por efecto de los rayos ultravioletas; aunque esta situación no se suele darse en la práctica habitual; la necesidad de un mínimo trabado entre los bloques de EPS para evitar su deslizamiento, situación ésta que se corrige empleando algunos enlaces alternos entre bloques, mediante barras de acero o alternativas similares.

## 14.2. APLICACIÓN II: MURO DE CONTENCIÓN CON RELLENO ALIGERADO MEDIANTE BLOQUES DE POREXPÁN EN EL TRASDÓS.

Aquí se planteó un caso bastante simple de muro de contención, que por otra parte, constituye una situación muy habitual.

Tanto en el capítulo 10 como en el siguiente, se pretendía evaluar la posible mejora en el comportamiento del muro al incorporar, como material de relleno, bloques de EPS.

- Tras los resultados obtenidos, podríamos concluir, que con la geometría y situación de cargas propuesta, la alternativa planteada supone una reducción de cerca del 60% de los empujes, por lo que las virtudes de esta solución, desde un punto de vista técnico son claras.

- En cualquier caso, cada situación particular deberá ser estudiada en detalle, ya que uno de los aspectos fundamentales en cuanto a la rentabilidad o no del empleo de los bloques en el relleno, será la profundidad o longitud que posea el alzado del muro, pudiendo darse el caso, de que a partir de una cierta profundidad, se deba plantear una alternativa distinta, tal y como se recoge en el apartado siguiente.

- Una alternativa de cierto interés consistiría en realizar el relleno con bloques de manera escalonada, adaptando éste a la propia geometría de la línea de rotura, tal como se planteó en la denominada aplicación III.

### **14.3. APLICACIÓN III: MURO DE CONTENCIÓN CON BANDEJA Y RELLENO ALIGERADO MEDIANTE BLOQUES DE POREXPÁN EN EL TRASDÓS.**

Esta aplicación tiene cierta relación con la expuesta en el apartado anterior, estudiándose aquí un muro de mayor profundidad y con la incorporación de una bandeja a mitad del alzado del muro, ya que como se ha apuntado, la propia geometría del muro, obliga a soluciones muy distintas.

Recordar en este punto, que lo que se abordó en este capítulo, fue una alternativa a un problema real, en el que ya en las propuestas del proyecto, se daban dos soluciones distintas en función de las condiciones particulares.

- De las distintas alternativas propuestas, es claro, como por otro lado era de esperar, que las más favorables son las que sustituyen parte del terreno natural por piezas de poliestireno expandido en la zona ocupada por la línea de rotura por encima de la bandeja, pero manteniendo relleno de tipo granular por encima de ésta, de forma que no se pierda su efecto favorable.

- No está tan claro, el emplear bloques de forma más o menos constante en anchura, o por el contrario, lo de colocar los bloques de forma escalonada. Si bien esta última presenta un comportamiento óptimo, la mayor dificultad en la ejecución puede hacer que no sea finalmente la más adecuada, extremo este, que en cada caso particular deberá ser analizado. En todo caso, las diferencias son mínimas en el caso que aquí se ha estudiado, por lo que se optaría por emplear la solución con bloques de longitud constante.

- En las soluciones a y c, es donde los valores para la flecha son más bajos, lo que significaría que la bandeja no está prácticamente colaborando; mientras que en las soluciones b y e es donde se producirían los valores superiores de deformación en la bandeja. El desplazamiento vertical del extremo de la bandeja es mayor en aquellas situaciones en las que se sitúan los bloques de EPS generando un rectángulo único, debido al ligero aumento de la componente vertical de los empujes.

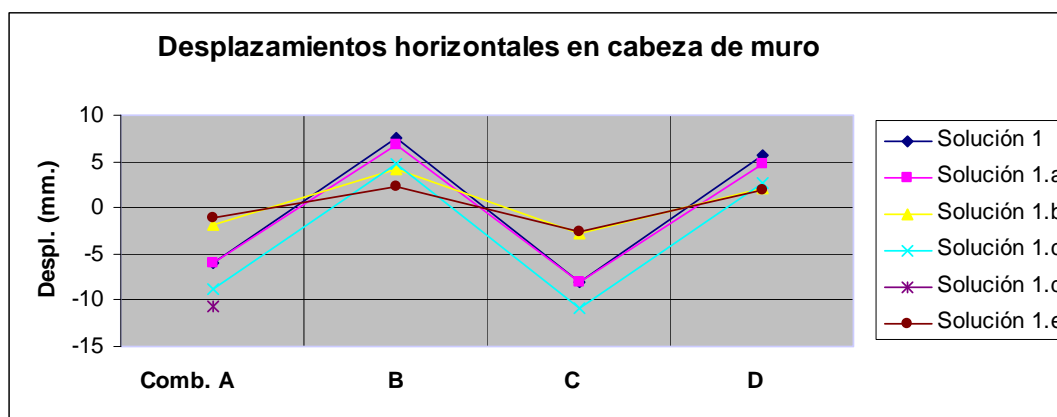


Figura. 14.6. Comparativa de los desplazamientos horizontales en la cabeza del muro.  
El signo positivo indicaría desplazamiento en la dirección del trasdós del muro

- Como puede observarse en la figura 14.7, las deformadas se van desplazando de forma progresiva hacia el trasdós del muro para las tres alternativas representadas, al ir reduciéndose también de forma progresiva el empuje sobre la bandeja, sin perderse el efecto beneficioso del peso de las tierras situadas sobre la misma.

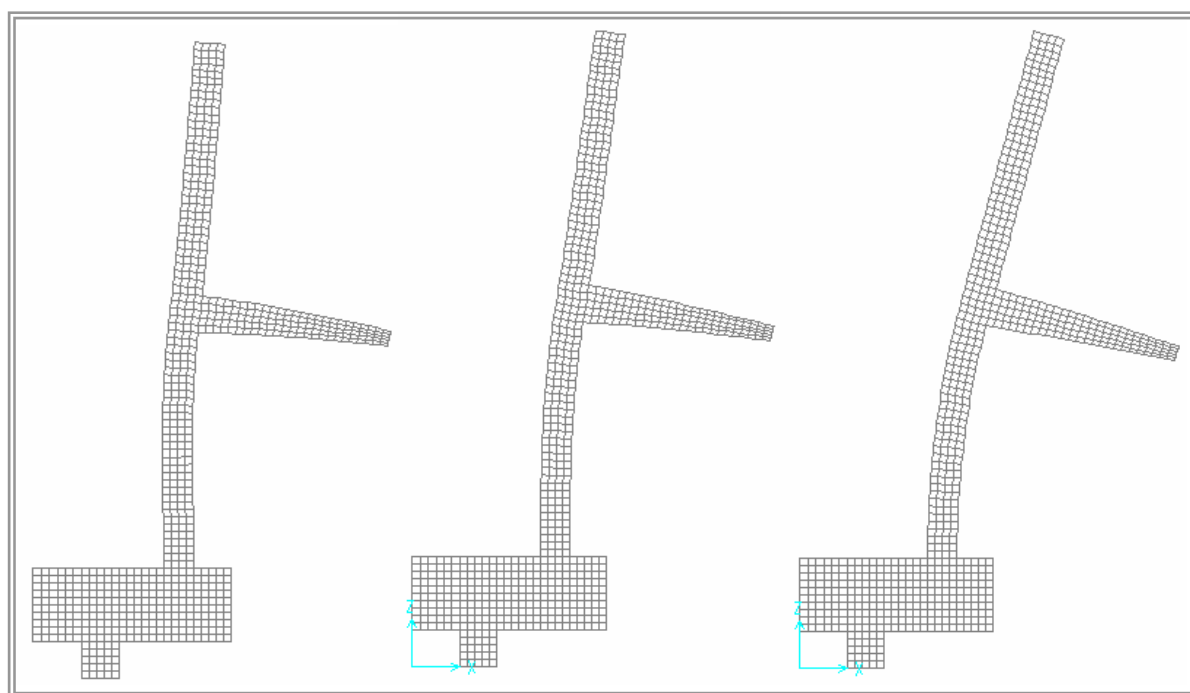


Figura 14.7. Deformada E 1:100. Combinación D  
Solución 1. Solución 1. b Solución 1.e

- En lo referente al comportamiento estructural, podríamos decir en primer lugar, tras analizar los resultados de tensiones en el alzado del muro, que las tensiones más bajas se dan en para la solución 1.b; observándose también, como las tensiones se van haciendo más uniformes para el caso 1.b y más aún, para el 1.e; notándose así mismo, las bajas

tensiones que se dan en el tramo superior del alzado del muro, lo que permitiría una reducción del espesor del muro en la zona superior del alzado.

- La flexión en la bandeja se reduce progresivamente para las tres opciones que se han presentado. En particular, la solución 1.b supone una reducción de las tensiones en torno al 13% respecto a la solución sin aligerar, mientras que en la 1.e se reducen las tensiones en un 24%, valores que entendemos bastante significativos.

La segunda de las soluciones planteadas, respondía a un refuerzo de un muro existente que se había confirmado como insuficiente.

- En esta ocasión, los resultados nos indican claramente, que la alternativa con bloques de EPS en la zona superior del trasdós, pero sin eliminar el terreno sobre la bandeja, es con la que se obtendrían los mejores resultados, tanto en esfuerzos como en deformaciones; pudiéndose plantear de nuevo, la posibilidad de reducir el espesor del alzado del muro en el tramo inferior, en el que existía ya un muro, a expensas de complicar algo el armado.

- Se hicieron otras dos propuestas en las que se eliminaba la bandeja intermedia. Es claro que aquí las tensiones aumentarían – más, como es lógico, en la segunda con menor espesor – y lo mismo sucedería con los desplazamientos. A pesar de todo ello, estas soluciones podrían ser viables, ya que en todo caso, los desplazamientos se mantienen dentro de valores admisibles, y con ellas se puede conseguir un importante ahorro económico, pudiéndose, como ya se ha señalado en párrafos anteriores, colocar bloques de EPS de forma escalonada dentro de la zona ocupada por la cuña de deslizamiento en una profundidad superior a los dos metros aquí estudiados en los casos 2.b y 2.c.

- Los coeficientes de seguridad al deslizamiento se incrementan de forma notable al colocar los bloques de EPS de longitud constante (solución 1.b) y más aún, con la propuesta de bloques en sección escalonada que se planteó con la solución 1.e.

- Lo mismo se puede aplicar prácticamente para las alternativas planteadas como refuerzo del muro de hormigón existente. De nuevo se puede ver el interés que tienen las soluciones propuestas, reduciéndose en las dos alternativas planteadas el desplazamiento general del muro. En este caso, resaltar además, cómo en la solución 2.b (sin bandeja), se reducen estos desplazamientos respecto a la solución inicial y prácticamente en la misma cantidad que en la solución 2.a., cuando se ha reducido de forma significativa el espesor del muro en su tramo inferior.

#### **14.4. APLICACIÓN IV: PANTALLA DISCONTINUA DE PILOTES CON RELLENO ALIGERADO CON EPS.**

- En los distintos modelos analizados en los que se incluyen dos líneas de pilotes, se constata la formación del efecto arco entre pilotes contiguos junto a la escollera. Este efecto se diluye en el caso de una sola línea de pilotes mientras éstos no se sitúen en torno a los 2,5 m. de separación entre ejes (2,5 veces el diámetro de los pilotes en nuestro caso) [Chen, C., et al, 2002].

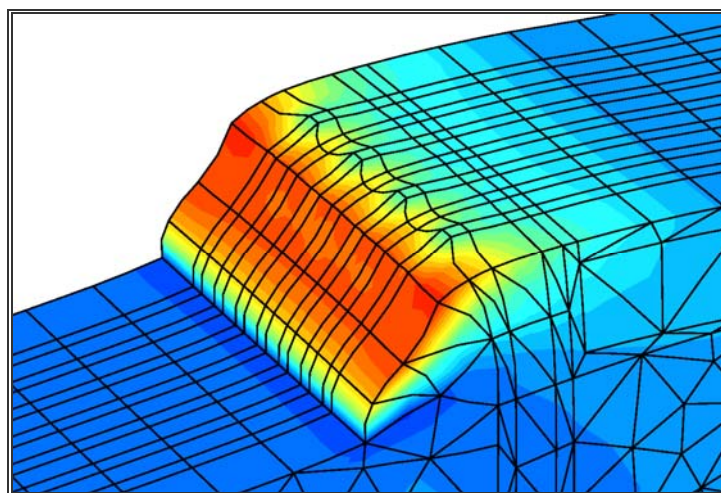


Figura 14.8. Formación del efecto arco.

- Se confirma como de gran importancia la elección de los materiales constituyentes y el propio diseño de la escollera, fundamentalmente su pendiente, ya que los desplazamientos obtenidos por encima de las líneas de pilotes son sustancialmente más bajos a los obtenidos en la escollera. Es posible que se deba buscar una alternativa a la solución de la escollera. Como se comentó en los párrafo iniciales del capítulo 12, este problema se podría resolver si se pudiese situar la pantalla de pilotes en el centro del talud [Ausilio, E., 2001], pero ya que en este caso esto no era posible, se podría actuar sobre la propia pendiente de la escollera, las características del material o con algún tratamiento tipo proyectado. En cualquier caso, esto se sale del objeto de esta tesis.

- Se produce un ligero levantamiento en la zona de porexpán, especialmente importante en el modelo EPS4 (una sola línea de pilotes), en el que empleando bloques de porexpán con densidades inferiores a los aquí indicados, se confirman valores que aumentan de forma casi exponencial<sup>1</sup>. Se observa, así mismo, una ligera modificación del comportamiento de la escollera frente al deslizamiento, al incorporar los bloques de EPS en las distintas configuraciones, acentuándose mínimamente el levantamiento de la zona inferior de la escollera en los dos últimos casos estudiados (EPS3 y 4), en los que se ha incluido EPS bajo la escollera.

- Del análisis de los desplazamientos en la zona situada por encima de la escollera, se puede concluir que la colocación de los bloques de EPS altera ligeramente la cuña de deslizamiento, reduciéndose en los tres últimos casos estudiados en algo más de tres metros.

- Aún cuando se entiende que la solución de mayor interés, desde un punto de vista técnico, es la EPS3, ésta presentaría mayores problemas en cuanto a la excavación, por lo que en la práctica, la más viable sea, probablemente, la EPS4. En todo caso, tras el estudio aproximado de costes, es claro, que en la situación económica actual, la alternativa más rentable sería la que se planteó en el proyecto inicial, es decir, sin emplear bloques de EPS. Sin embargo, una bajada de los precios del petróleo, podría hacer replantearse la viabilidad de alguna de las alternativas propuestas.

<sup>1</sup> Con valores de densidad de 20 kg/m<sup>3</sup> el levantamiento en la zona de los bloques prácticamente se triplica en el modelo EPS4, sin variaciones importantes en el resto de modelos.



- Tras el análisis de los desplazamientos de los pilotes, es de destacar, la ventaja que presenta la disposición de éstos al tresbolillo, lo que permite que todos ellos trabajen prácticamente por igual, frente a la disposición rectangular, en la que la línea de pilotes más alejada del talud, y por tanto, afectada más directamente por el empuje absorbe aproximadamente un 25% más de carga.

- Como conclusión casi general, siempre que se emplee poliestireno expandido, es la necesidad de estudiar al máximo la geometría de los bloques, ya que ésta puede influir de forma decisiva en la bondad de la solución adoptada, llegando incluso a ser inviable si no se ajusta convenientemente. En el caso particular de obras de contención de taludes, sería casi obligado, hacer unos primeros cálculos para determinar la superficie de deslizamiento, y a partir de ésta, ajustar la geometría de las piezas aligerantes.

#### 14.5. APLICACIÓN V: LOSA DE CIMENTACIÓN ALIGERADA MEDIANTE BLOQUES DE POREXPÁN.

En el capítulo 13 se llevó a cabo un análisis comparativo de una cimentación mediante losa maciza; frente a una solución que presentaba zonas macizas junto a los pilares, unidas entre sí por nervios, todo ello junto a una losa inferior y otra superior.

Para el análisis se emplearon diferentes modelos en cuanto a las condiciones de carga, geometría y condiciones de apoyo; utilizando distintas aplicaciones informáticas, así como también ensayos en laboratorio de un modelo a escala macizo y otro aligerado.

Con los resultados obtenidos, podríamos concluir con los puntos siguientes:

- Al emplear la solución propuesta de losa aligerada se obtienen importantes ventajas: se reduce de manera importante el asiento de la cimentación, junto a una reducción, así mismo, de los términos diferenciales entre distintos puntos de la cimentación. Junto a esto, se obtiene una reducción de importancia en el volumen de hormigón y las cuantías de acero.

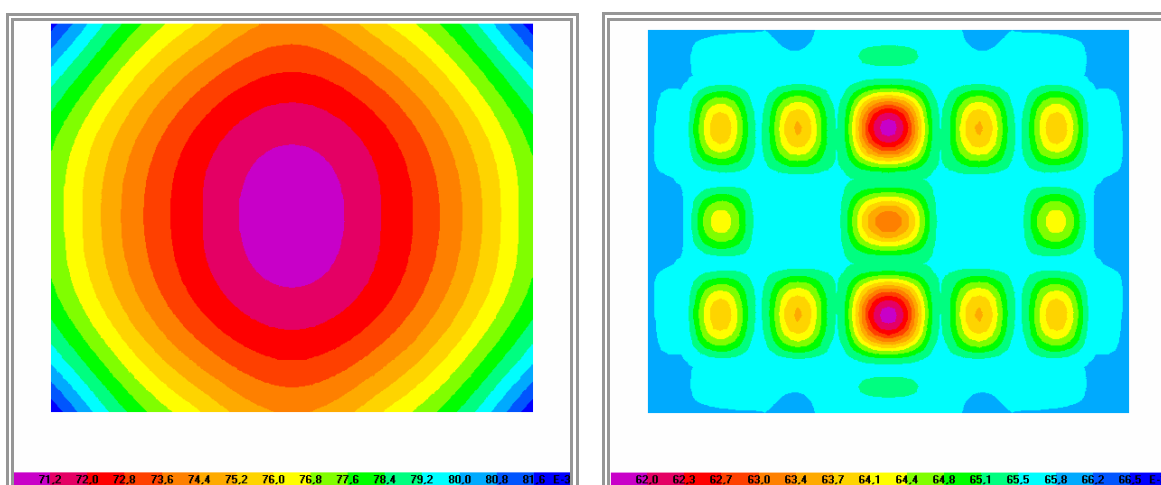


Figura 14.9. Comportamiento frente a asientos de una placa maciza (izquierda) frente a la aligerada (derecha). Asiento máximo de 59 mm en el primer caso y 48 mm en el segundo

- Las ventajas antes expuestas no pueden extenderse de forma general, sino que, cada caso particular debe ser detenidamente analizado, ya que en la bondad de la solución influyen diversos factores, como son las condiciones de carga y geometría, como aspectos fundamentales. Las condiciones particulares del terreno de apoyo, como no puede ser de otra forma, influyen también, pero más que en la bondad en sí de la solución, lo harían en la posible rentabilidad de la misma.

- Se ha podido comprobar así mismo, que la solución es más efectiva para cargas de cierta importancia y luces también grandes, donde los problemas de asiento pueden ser más relevantes.

- Se puede afirmar también, que esta solución presentaría ventajas en el caso de edificios de dos a cuatro plantas en terrenos blandos, siendo más difícil su empleo en el caso de edificaciones de mayor altura.

- Pese a las claras ventajas que presenta la propuesta, se debe también aclarar, que su empleo dificultaría en cierta forma la ejecución.

#### **14.6. INCONVENIENTES EN EL USO DEL EPS.**

Con independencia de las ventajas observadas en esta investigación, es importante tener presente el aspecto de la durabilidad cuando se pretenda usar el EPS. Aún cuando, como norma general, el porexpán es bastante estable en cuanto a la degradación, si se deben tener ciertas precauciones en su uso: se deberá evitar el contacto con todos los derivados del petróleo, ciertos disolventes y el contacto con aguas agresivas, en cuyo caso se deberá proteger el EPS con barreras de geomembranas u otra solución.

El agua por sí sola no es un agente agresivo, sin embargo, la absorción de agua por el EPS puede ser una vía de degradación posterior por otros agentes.

Se deberá tener presente en situaciones de nivel freático alto, la supresión y por tanto el posible efecto de flotabilidad que puede sufrir el poliestireno expandido.

Como inconveniente de tipo económico, debemos señalar el alto coste que supone el propio material, y tal como ya se ha señalado en otras secciones de este trabajo, éste depende básicamente de los costes del petróleo.

#### **14.6. FUTURAS INVESTIGACIONES**

En base al trabajo de investigación que se ha desarrollado, y una vez analizadas algunas posibles aplicaciones del EPS, entendemos que se abre un campo muy amplio de desarrollo, así como posibilidades de ampliación de lo aquí estudiado. Por tanto, entendemos que sería de interés continuar con diferentes líneas de investigación encaminadas a profundizar en las conclusiones aquí obtenidas, así como, para ampliar el campo de conocimiento que ya se posee; dirigidas en lo posible, a simular situaciones más reales. Para ello, se podría ampliar el presente trabajo en los siguientes aspectos:

- Utilización en general de suelos estratificados, dado que en algunas de las aplicaciones estudiadas, se han simplificado las condiciones del terreno de apoyo.
- Contemplar la existencia de nivel freático a distintas cotas con su repercusión en una posible flotabilidad del EPS, tema este que podría tener cierta importancia donde se contemplen grandes volúmenes de piezas de poliestireno expandido
- Consideración de acciones sísmicas en la losa aligerada. Dadas las propias características del elemento de cimentación propuesto, se pueden dar en algunas zonas, situaciones con bajas cuantías de acero, que deberían ser detenidamente analizadas en situaciones sísmicas.
- Analizar fenómenos de consolidación asociados a suelos cohesivos en cimentaciones con losa aligerada.
- Situaciones de carga sin simetría en la losa y con disposición de carga irregular, de manera que la disposición de zonas aligeradas y macizas, deba responder a esa situación. La existencia de cargas puntuales importantes en las zonas aligeradas podría ser, así mismo estudiada, pudiendo tener consecuencias en el propio espesor de la placa superior, u obligar a modificar la propia geometría de la cimentación o incluso hacerla inviable.
- Valoración en un caso práctico de las dificultades de ejecución de la losa aligerada con bloques en una o dos fases.
- Se podrían ampliar los ensayos realizados, verificando distintas condiciones del terreno, con estratificaciones alternativas en cuanto a espesores y características, e incluso, cotas distintas para el nivel freático.

Dadas las características de algunos suelos cohesivos de nuestra área, sería de interés simular situaciones de expansividad, analizando la respuesta que tendría una cimentación con losa aligerada como la propuesta, dadas las distintas zonas de rigidez que en ella se dan. Muy posiblemente de ese estudio se puedan sacar ciertas conclusiones que lleven a modificar la propia disposición de las zonas macizas y aligeradas, cantos, etc.

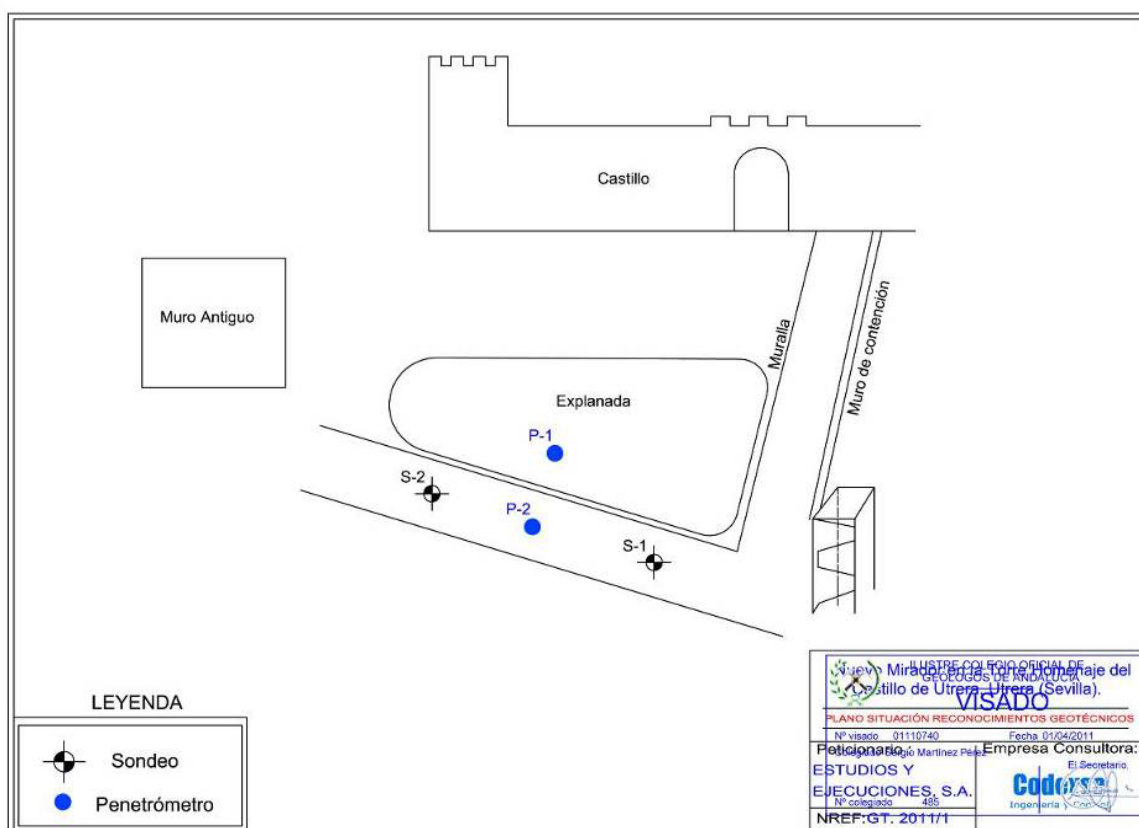


## ANEXO 1

### MURO CON BANDEJA. ETRACTO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.

El estudio geotécnico fue realizado por la empresa CODEXSA, a partir del encargo formulado por Estudios y Ejecuciones S.A. Dicho estudio fue realizado por D. Sergio Martínez Pérez y fechado el 31 de Marzo de 2011.

Para el reconocimiento del terreno se realizaron 2 sondeos a rotación y dos ensayos de penetración dinámica tipo Borros.



Puntos en los que se realizan los ensayos de penetración.  
(Estudio Geotécnico. CODEXSA, 2011)

Como se puede observar por el gráfico anterior, se realiza un penetrometro en la plataforma superior correspondiente con el patio de armas, mientras que el otro penetrometro y los sondeos se realizan en la plataforma inferior, en la base de la futura muralla.

Los resultados de los ensayos de penetración dinámica arrojan un rechazo para el P-1 a una cota de -8.40m mientras que en el P-2 se obtiene rechazo a -3.60 m. Hay que tener en cuenta que el desnivel entre la cota del P-1 y el P-2 es de 5.0 m., estando P-1 situado por encima de P-2.

Como consecuencia de los reconocimientos efectuados, se describen los siguientes niveles geotécnicos:

- Nivel 0. Rellenos antrópicos y terreno removilizado variando entre 2,20 y 1,20 de espesor entre los sondeos S-1 y S-2.
- Nivel 1. Limos arcillosos blanquecinos con espesores variables entre 0,5 y 1,4 m.
- Nivel 2. Arenas limosas entre 7,4 y 5,5 m de espesor del sondeo S-1 al S-2.
- Nivel freático. El sondeo S-1 alcanza una profundidad de 11.30m, encontrándose el nivel freático a 6.60m. Por su parte, el S-2 llega hasta los 8.10m, no detectándose en el mismo el nivel freático.

## ANEXO 2

### PANTALLA DISCONTINUA DE PILOTES. EXTRACTO DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.

Se realizó un Estudio Geotécnico con fecha 30 de Septiembre de 2010 por la empresa Arcotierra S.L. a petición de CADE S.L. El estudio se encuentra redactado por el Licenciado en Geología Juan Moreno Pérez e Isabel Ahumada Huertas.

Este estudio geotécnico tiene como objetivo proporcionar un conocimiento de las características geotécnicas del subsuelo sobre el que se ha cimentado el muro de escollera que hacía las veces de contención y cerramiento en la zona noroeste del recinto del campo deportivo, en la zona en la que se vienen produciendo los daños debido al deslizamiento del terreno. De dicho reconocimiento se obtienen los parámetros geotécnicos necesarios para la definición técnica y constructiva de la propuesta de intervención y reparación de los daños. Por tanto, los objetivos de este estudio geotécnico son obtener:

- Condiciones geológicas generales de la zona.
- Características geotécnicas del subsuelo, con obtención de los distintos parámetros geotécnicos de los materiales.
- Características químicas del terreno y el agua (en el caso de encontrarse) ante agresividad a los hormigones, según la EHE.
- Otras recomendaciones.

Adjuntamos a continuación uno de los cortes del terreno con sus características geotécnicas extraídas del estudio geotécnico.

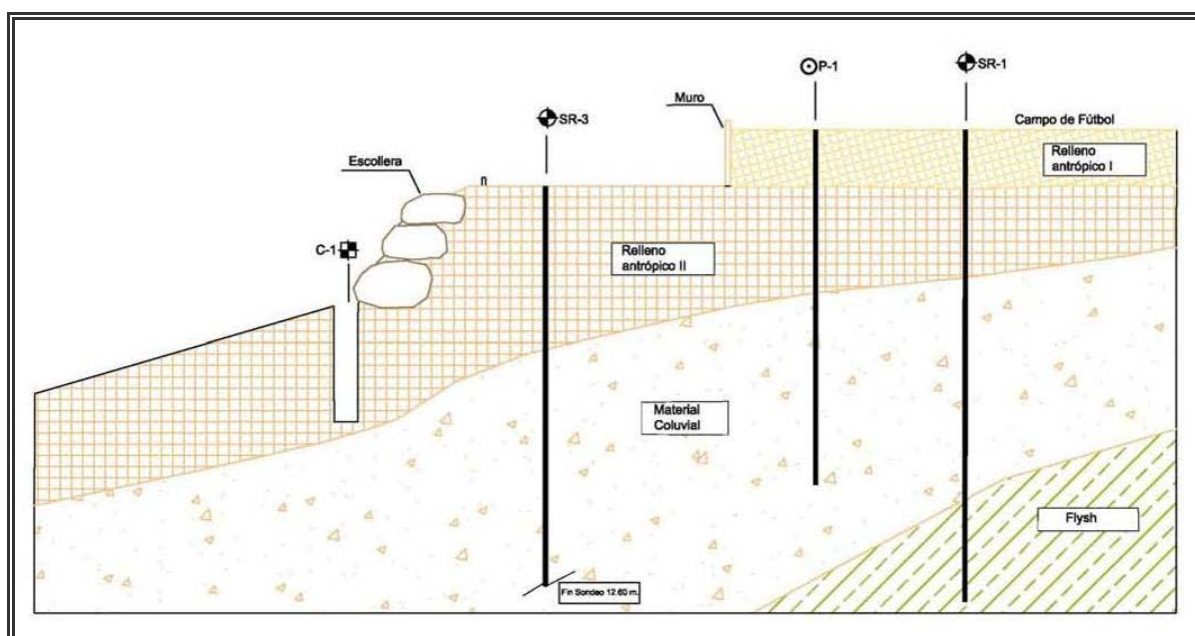


Figura 100. Perfil del terreno en el que se aprecian los diferentes ensayos realizados para obtener las características geotécnicas del terreno. (Arcotierra S.L. 2010)

Para el estudio del terreno se realiza 4 sondeos mecánicos a rotación hasta las profundidades de 9.60, 6.60, 12.60, 15.45m respectivamente. En cada uno de los sondeos y a diferentes profundidades se han realizado ensayos SPT y extracción de muestras inalteradas en las que se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio: ensayos de identificación (9 uds. granulometría por tamizado (UNE 103 101/95); 9 uds Límites de Atterberg (UNE 103 103/94)), 9 uds Clasificación de suelos (ASTM D 2487/00)); ensayos de resistencia (2 uds ensayo de compresión simple (UNE 103400/93); 1 ud ensayo de corte directo (UNE 103-401/98)); ensayos de expansividad (1 ud Ensayo de presión hinchamiento (UNE 103-602/96); 1 ud Ensayo Lambe (UNE 103600/96)), ensayos químicos (5 uds Contenido en sulfatos solubles en suelo (Anejo 5 EHE); 2 uds Acidez Baumann-Gully (Anejo 5 EHE)).

Asimismo, se han realizado 3 calicatas de profundidades respectivas 1.90, 3.50 y 3.0 m. Además de los ensayos anteriores se han realizado 8 ensayos de penetración dinámica hasta las profundidades 5.93, 12.50, 15.20, 14.32, 12.10, 5.05, 13.80 y 4.52 m..

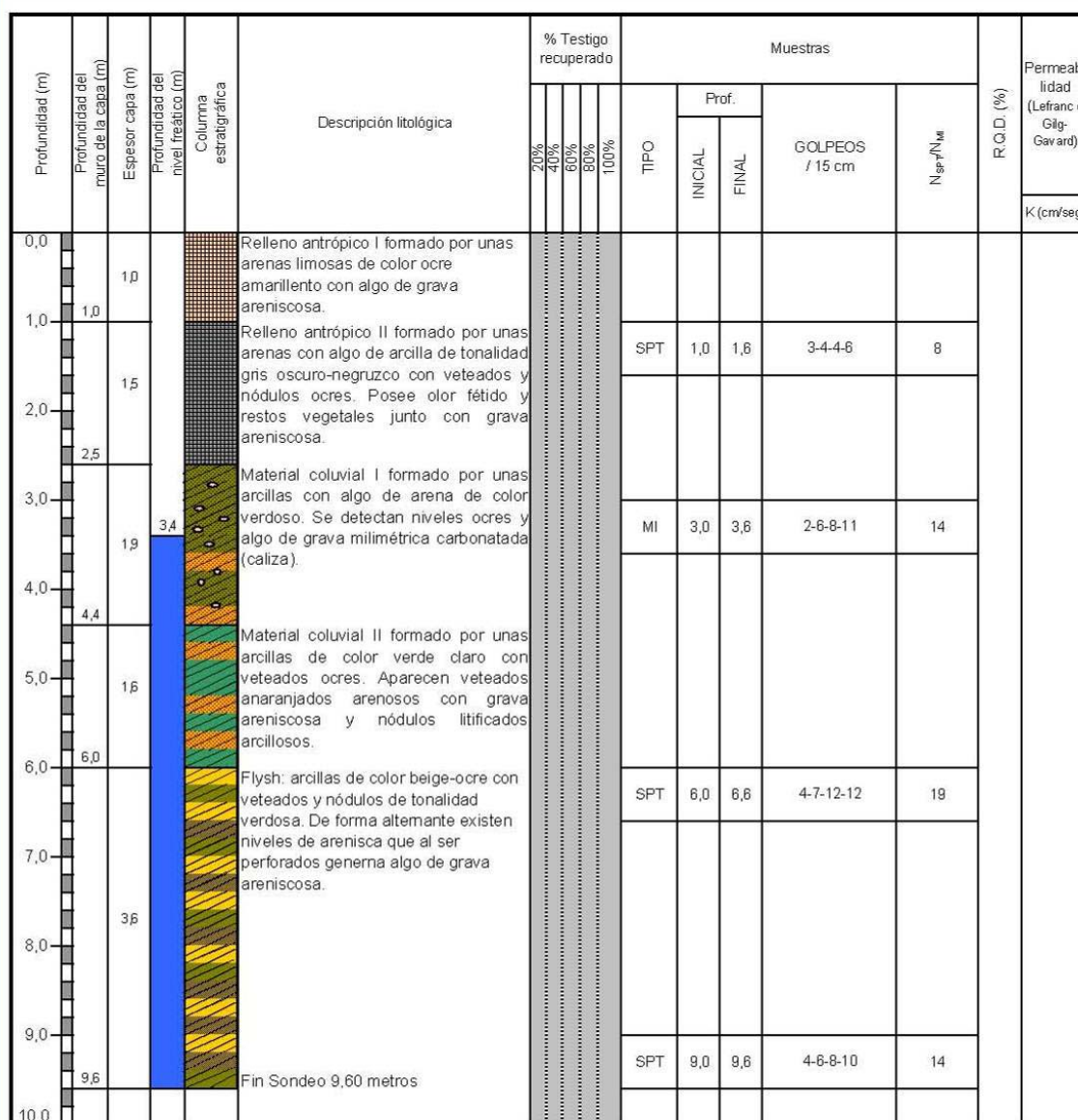


Figura 101. Datos del sondeo SR-1, en el que se aprecia las capas que componen el terreno y el número de golpes correspondiente a los ensayos SPT. (Arcotierra S.L. 2010)



Como resumen de los parámetros geotécnicos del terreno, adjuntamos la siguiente tabla:

Cota de cimentación	La profundidad de los pilotes es de 17m desde la cota superior del campo de deportes, lo que permite un empotramiento mínimo suficiente en la capa resistente inferior.
Estrato previsto para cimentar	Flysch, es decir, arcillas de color beige claro y gris con alternancia de areniscas de tonalidad ocre, según el estudio geotécnico
Nivel freático	Variable, desde los 3.50m del SR-1, 6.7 m en el sondeo SR-3 hasta los 11.6m en el sondeo SR-4.
Tensión admisible considerada	
Peso específico del terreno	20 kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de empuje en reposo	----
Valor de empuje en reposo	----
Coefficiente de balasto	----

## **ANEXO 3**

### **ÍNDICE DE FIGURAS**

#### **CAPÍTULO 2**

- 2.1. Relación tensión – deformación en el EPS (EPS 20).
- 2.2. Relación Módulo de Elasticidad – Densidad.
- 2.3. Relación entre la densidad y la resistencia a compresión en EPS.
- 2.4. Relación densidad – conductividad térmica.
- 2.5. Aumento de volumen del EPS preexpandido.
- 2.6. Alternativas en el uso del EPS: piezas moldeadas.
- 2.7. Alternativas en el uso del EPS: piezas mecanizadas.
- 2.8. Montaje de suelo radiante.
- 2.9. Paneles moldeados para suelo radiante.
- 2.10. Solución de aislamiento acústico aplicado en forjado con piezas aligerantes de EPS.
- 2.11. Solución esquemática de aislamiento térmico mediante EPS.
- 2.12. Solución esquemática de aislamiento de un muro de sótano.
- 2.13. Forjado reticular con casetones de EPS en ejecución.
- 2.14. Despiece del sistema de forjado reticular.
- 2.15. Sistema unidireccional de nervios “in situ” con piezas aligerantes de EPS. Edificio de viviendas en Cartaya (Huelva).
- 2.16. Diferentes soluciones de bovedillas de EPS.
- 2.17. Esquema de prelosa prefabricada con aligeramiento de EPS.
- 2.18. Estructura de vivienda mediante bloques de EPS resistentes.
- 2.19. Detalle de encuentro con el terreno.
- 2.20. Distintas alternativas de bloques resistentes.
- 2.21. Forjado resuelto con el sistema de paneles prefabricados de EPS. Edificio de viviendas en Punta Umbría (Huelva).
- 2.22. Detalle de encuentro con paneles prefabricados de EPS. Edificio de viviendas en Punta Umbría (Huelva).
- 2.23. Croquis de encuentro entre muro preexistente y nuevo forjado. Rehabilitación de edificio de viviendas en Huelva.
- 2.24. Sistema de cimentación mediante bloques de ESP.
- 2.25. Solución tradicional de aislamiento en cámara.
- 2.26. Esquema de aislamiento interior.

- 2.27. Esquema de aislamiento exterior.
- 2.28. Solución tipo de fachada ventilada.
- 2.29. Solución tipo de cubierta inclinada de teja sobre tabiquillos.
- 2.30. Solución tipo de cubierta inclinada.
- 2.31. Cubierta de teja sobre rastreles de madera con aislamiento de EPS.
- 2.32. Esquema de la solución tipo de cubierta plana tradicional.
- 2.33. Esquema de la solución tipo de cubierta invertida.
- 2.34. Sección transversal de cubierta tipo Deck.
- 2.35. Sección tipo de junta de dilatación.
- 2.36. Croquis de la utilización de bloques de EPS en el relleno del trasdós de un muro.
- 2.37. Croquis de la utilización de bloques de EPS en terraplenes.
- 2.38. Conectores metálicos enlazando los bloques de EPS
- 2.39. Relleno ligero con EPS de una plaza sobre una estación de metro.
- 2.40. Relleno ligero con EPS en un estribo. Ontario (Canadá).
- 2.41. Rellenos aligerados con EPS. Trazado del tren de alta velocidad en Salt Lake City (USA).

### **CAPITULO 3**

- 3.1. Variación de la presión total bajo un incremento de carga.
- 3.2. Variación de la presión total bajo un incremento de carga (continuación).
- 3.3. Variación del grado de consolidación con  $T_v$  y  $z/H$ .
- 3.4. Curvas de consolidación para distintas distribuciones de la presión inicial
- 3.5. Esquema de acción variable con el tiempo.
- 3.6. Elementos finitos para los desplazamientos y las presiones.
- 3.7. Grados de libertad del elemento finito mixto.
- 3.8. Equilibrio de la cuña de rotura en un muro.
- 3.9. Empuje activo en muro con superficie recta.
- 3.10. Método gráfico de Poncelet.
- 3.11. Mecanismo de rotura en suelos granulares.
- 3.12. Presión horizontal por carga en franja.
- 3.13. Influencia de la cohesión en el empuje activo.
- 3.14. Zonificación de un muro con bandejas.
- 3.15. Esquema de empujes en la zona 1.
- 3.16. Ángulo  $\vartheta'$  de la cuña AB.
- 3.17. Diagramas de empujes y esfuerzos en muros con bandeja.

- 3.18. Movimientos básicos: a)  $S_{\max} = S_{\text{top}}$ ; b)  $S_{\max} = S_{\text{bottom}}$ .
- 3.19. Esquema de cálculo del empuje pasivo.
- 3.20 a) Tensión normal y tangencial.
- 3.20.b) Fuerzas y momentos equivalentes entre bloques adyacentes.
- 3.21. Malla de elementos discretos para modelar un muro bajo condiciones de empuje activo.
- 3.22. Malla de elementos discretos para modelar un muro bajo condiciones de empuje pasivo.
- 3.23. Movimientos básicos bajo condiciones de empuje.
- 3.24. Esquema de funcionamiento de la cimentación:
- (a) losa rígida y estructura flexible,
  - (b) tanto la losa como la estructura rígidas,
  - (c) losa y estructura flexibles,
  - (d) estructura rígida y losa flexible.
- 3.25. Hipótesis de presión de contacto en el método estático:
- a) Variación lineal.
  - b) Área de influencia uniforme.
- 3.26. Método del trapecio de presiones.
- 3.27. Método del módulo de reacción.
- 3.28. Modelo avanzados a partir del de Winkler:
- a) Modelo de Htenyi.
  - b) Modelo de Pasternak
  - c) Modelo de Kerr
- 3.29. Método del módulo de rigidez.
- 3.30. Método combinado de los módulos de reacción y de rigidez:
- b) Módulo de rigidez variable con la profundidad.
  - a) Modelo del terreno.
- 3.31. Distribución elasto-plástica de presiones bajo la solera de una cimentación rígida.
- 3.32. Distribución elasto-plástica de presiones, diferenciando asiento plástico y elástico.
- 3.33. Distribución de presiones en la losa, para módulo de rigidez constante o variable.
- 3.34. Esquema de distribución de la carga de un pilote aislado.
- 3.35. Resistencia por la punta durante un proceso de penetración continua.
- 3.36. Formas de rotura de diversos autores, bajo cimentaciones profundas.
- 3.37. Carga última de un pilote en función del factor  $F_{QN}$ .
- 3.38 Transición del régimen superficial a profundo.
- 3.39. Movilización del empuje pasivo frente a acciones horizontales.
- 3.40. Variación de la deformada en pilotes bajo la acción de cargas horizontales:

- (a) pilote largo sin restricción en cabeza;
- (b) pilote largo con giro en cabeza impedido,
- (c) pilote rígido sin restricción en cabeza y
- (d) pilote rígido con giro en cabeza impedido.

- 3.41. Modelo de Reese y Matlock, según las hipótesis de Winkler
- 3.42. Representación gráfica de los diagramas de esfuerzos y deformada.
- 3.43. Representación gráfica de los diagramas de esfuerzo es y deformada en terrenos cohesivos.
  - a) pilote corto,
  - b) pilote flexible.
- 3.44. Resistencia lateral última en pilotes cortos para suelos granulares.
- 3.45. Resistencia lateral última en pilotes cortos para suelos cohesivos.
- 3.46. Variación del coeficiente  $K_{br}$  de presión neta.
- 3.47. Variación del coeficiente  $K_{cr}$  de presión neta.
- 3.48. Pantalla de pilotes en el trasdós de un muro.
- 3.49. Mecanismo de rotura en taludes.
- 3.50. Esquema de análisis del deslizamiento en taludes.
- 3.51. Análisis de los pilotes.
- 3.52. Formación del efecto arco en suelo cohesivo.
- 3.53. Modelo no lineal de interface.
- 3.54. Modelo 3D de elementos finitos con cálculo no lineal.
- 3.55. Fases del sistema e interacción entre ellas de una cimentación mixta de losa pilotada.
- 3.56 Interacción entre pilote cargado y pilote descargado – Interacción Pilote-Pilote
- 3.57. Interacción entre pilote cargado y terreno descargado – Interacción Pilote-Terreno.
- 3.58 Interacción entre terreno cargado y pilote descargado – Interacción Terreno-Pilote.
- 3.59. Interacción entre terreno cargado y terreno descargado – Interacción Terreno-Terreno.

## **CAPITULO 4**

- 4.1 Representación gráfica del tensor de tensiones.
- 4.2 Diagonalización del tensor de tensiones.
- 4.3 Tensiones sobre un elemento.
- 4.4 Fuerzas sobre un sólido.

## **CAPITULO 5**

5.1 Elemento hexaédrico isoparamétrico y cuadrático de veinte nodos.

## **CAPITULO 6**

6.1 Comportamiento elasto-plástico.

6.2 Eje hidrostático y plano octaédrico.

6.3. Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano octaédrico.

6.4. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

6.5. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

## **CAPÍTULO 7**

7.1. Forma esquemática de deformación en la interfaz.

7.2. Elemento interfaz tridimensional de capa delgada.

7.3. Estimación de la rigidez a cortante.

7.4. Estimación de la rigidez normal.

## **CAPÍTULO 8**

8.1 Esquema de trecho rígido en SAP2000.

8.2 Fuerzas internas y Momentos para el elemento Frame en SAP2000.

8.3. Funciones de forma para el elemento Frame de SAP2000.

8.4 Esquema de elemento Shell cuadrilátero de 4 nodos en SAP2000.

8.5 Esquema de elemento Shell triangular de 3 nodos en SAP2000.

8.6 Tensiones y resultante de fuerzas internas en el elemento Shell de SAP2000.

8.7 Esquema de resultante de momentos en el elemento Shell de SAP2000.

8.8 Diferentes tipos de elementos finitos cuadriláteros de 4 a 9 nodos de elemento Shell de SAP2000.

8.9. Elemento cuadrilátero de 8 nodos.

8.10. Elemento Solid.

8.11. Elemento finito 8 nodos tipo Solid de SAP2000, indicándose el sistema de coordenadas naturales.

8.12. Superficie de plastificación para suelos de tipo Mohr-Coulomb.

8.13. Definición del módulo de Young.

8.14. Elemento finito cuadrilátero para la interface.

8.15 funciones de forma para elemento lineal.

- 8.16 Elemento finito triangular para elementos de área, indicando la posición de los nodos (•) y de los puntos de integración (x).
- 8.17 Elemento finito cuadrilátero de 8 nodos para área.
- 8.18 Elementos finitos tridimensionales para el terreno.

## **CAPÍTULO 9**

- 9.1. Esquema del terraplén tipo 1.
- 9.2. Esquema del terraplén tipo 2.
- 9.3. Esquema del terraplén tipo 3.
- 9.4. Esquema empleado en el terraplén T1.
- 9.5. Esquema empleado en el terraplén T2.
- 9.6. Modelización del terraplén T1G.
- 9.7. Modelización del terraplén T1EPS.
- 9.8. Modelización del terraplén T3G.
- 9.9. Modelización del terraplén T3EPS. En la zona superior izquierda aparece un detalle del modelo.
- 9.10. Deformada T1G (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 302 mm.
- 9.11. Deformada T1EPS (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 58 mm
- 9.12. Mecanismo de rotura del terraplén T1G.
- 9.13. Mecanismo de rotura del terraplén T1EPS.
- 9.14. Incremento de la presión intersticial en la fase III. Terraplén T1G.
- 9.15. Incremento de la presión intersticial en la fase III. Terraplén T1EPS.
- 9.16. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T1G.
- 9.17. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T1EPS.
- 9.18. Deformada de la alternativa que contempla 50 cm. de relleno granular en la base del terraplén. Desplazamiento máximo 94 mm.
- 9.19. Evolución de la presión intersticial. Alternativa con una capa de 50 cm. Iniciales de relleno granular.
- 9.20. Deformada T2G (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 391 mm.
- 9.21. Deformada T2EPS (aumentada 10 veces). Desplazamiento máximo 70 mm.
- 9.22. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T2G.
- 9.23. Evolución de la presión intersticial. Terraplén T2EPS.
- 9.24. Deformada T3G (aumentada 20 veces). Desplazamiento máximo 77 mm.
- 9.25. Deformada T3EPS (aumentada 20 veces). Desplazamiento máximo 35 mm.
- 9.26. Distribución de presiones efectivas en el perfil T3G.
- 9.27. Distribución de presiones efectivas. Terraplén T3EPS.

## **CAPÍTULO 10**

- 10.1. Esquema de relleno para el muro en ménsula.
- 10.2. Mallado con el programa SAP.
- 10.3. Tensiones normales  $s_{22}$ .
- 10.4. Deformada.
- 10.5. Esquema alternativo para los bloques de EPS.

## **CAPÍTULO 11**

- 11.1. Perfil junto a la torre norte.
- 11.2. Planta en la que se representa la zona de intervención.
- 11.3. Sección transversal del talud entre las torres Oeste y Noroeste. Estado actual.
- 11.4. Sección transversal del talud entre las torres Oeste y Noroeste. Estado modificado.
- 11.5. Sección transversal del talud entre las torres Noroeste y Norte. Estado actual.
- 11.6. Sección transversal del talud entre las torres Noroeste y Norte. Estado modificado.
- 11.7. Sección transversal del talud entre las torres Norte y Noroeste. Estado modificado.
- 11.8. Sección transversal del talud entre las torres Norte y Noroeste. Estado modificado.
- 11.9. Solución 1. Muro de nueva construcción.
- 11.10. Muro Solución 2. Adosado al preexistente
- 11.11. Solución 1.a. Porexpan sobre bandeja.
- 11.12. Solución 1.b. Porexpan sobre bandeja.
- 11.13. Solución 1.c. Porexpan bajo la bandeja.
- 11.14. Solución 1.d. Muro sin bandeja.
- 11.15. Solución 1.e. Porexpan sobre bandeja de forma escalonada.
- 11.16. Solución 2.a. Porexpan sobre bandeja.
- 11.17. Solución 2.b. Muro sin bandeja.
- 11.18. Esquema del mallado del muro con SAP 2000.
- 11.19. Modelo realizado en Plaxis.
- 11.20. Gráfico de Poncelet para el cálculo del plano de deslizamiento. Ángulo  $Jy58^\circ$
- 11.21. Esquema general de empujes para la solución 1
- 11.22. Ángulo  $J'$
- 11.23. Hoja de cálculo empleada para determinar los empujes.
- 11.24. Empujes horizontales.



- 11.25. Empujes verticales (sin sobrecargas sobre la bandeja).
- 11.26. Peso de tierras sobre la bandeja.
- 11.27. Empuje horizontal por acciones variables.
- 11.28. Empuje vertical por acciones variables.
- 11.29. Empujes horizontales.
- 11.30. Empujes verticales (sin sobrecargas sobre la bandeja).
- 11.31. Peso de tierras sobre la bandeja.
- 11.32. Empuje horizontal por acciones variables.
- 11.33. Empuje vertical por acciones variables.
- 11.34. Esquema general de empujes para la solución 2.
- 11.35. Comparativa de los desplazamientos horizontales en la cabeza del muro. El signo positivo indicaría desplazamiento en la dirección del trasdós del muro. Resultados obtenidos con el programa Sap 2000.
- 11.36. Comparativa de los desplazamientos verticales en la bandeja. Resultados obtenidos con el programa Sap 2000.
- 11.37. Deformada E 1:100. Combinación B: Solución 1, Solución 1.b y Solución 1.e.
- 11.38. Deformada E 1:100. Combinación D: Solución 1, Solución 1. b y Solución 1.e.
- 11.39. Tensiones normales  $s_z$ . Solución 1: Combinaciones B y D.
- 11.40. Tensiones normales  $s_z$ . Solución 1.b: Combinaciones B y D.
- 11.41. Tensiones normales  $s_z$ . Solución 1.e: Combinaciones B y D.
- 11.42. Tensiones normales  $s_x$ . Solución 1 - Combinación B.
- 11.43. Tensiones normales  $s_x$ . Solución 1.b - Combinación B.
- 11.44. Tensiones normales  $s_x$ . Solución 1.e - Combinación B.
- 11.45. Deformada E 1:300. Combinación D: Solución 2 y 2a.
- 11.46. Deformada E 1:300. Combinación D: Solución 2.b y 2c.
- 11.47. Tensiones normales  $s_z$ . Combinación D: Solución 2 y 2a.
- 11.48. Tensiones normales  $s_z$ . Solución 2.b y 2.c.
- 11.49. Comparativa de empujes. Muro Solución 1.
- 11.50. Relación de empujes. Muro Solución 1.
- 11.51. Solución 1-Combinación B. Deformada E 1:100.
- 11.52. Solución 1.b. Deformada E 1:100.
- 11.53. Solución 1.e. Deformada E 1:100.
- 11.54. Solución 1. Desplazamientos horizontales. E 1:100.
- 11.55. Solución 1.b. Desplazamientos horizontales. E 1:100.
- 11.56. Solución 1.e. Desplazamientos horizontales. E 1:100.
- 11.57. Situación de las secciones AA' y BB'

- 11.58. Solución 2 – Combinación B. Deformada E 1:100.
- 11.59. Solución 2a – Combinación B. Deformada E 1:100.
- 11.60. Solución 2b – Combinación B. Deformada E 1:100.
- 11.61. Solución 2b – Combinación B. Desplazamientos horizontales.

## **CAPÍTULO 12**

- 12.1. Imagen de los daños por deslizamiento.
- 12.2. Imagen de los daños en el cerramiento.
- 12.3. Imagen de la ladera existente en la esquina de la zona deportiva.
- 12.4. Imagen de la ladera existente en la esquina de la zona deportiva.
- 12.5. Croquis de la actuación.
- 12.6. Modelo del estado actual. Vista general y detalle. Situación de los puntos A, B, C y D.
- 12.7. Modelo de la propuesta inicial. Vista General y detalle de pilotes.
- 12.8. Deformada estado actual.  $U_{\max}= 31,71$  mm. Escala 1:100.
- 12.9. Deformada Proyecto inicial.  $U_{\max}= 16,01$  mm. Escala 1:100.
- 12.10. Detalle de deformada Proyecto inicial (sin sobrecarga)..
- 12.11. Desplazamientos horizontales. Estado actual.
- 12.12. Desplazamientos horizontales. Proyecto inicial.
- 12.13 y 12.14. Detalles de la deformada en la zona central. Proyecto inicial. Escala 1:100
- 12.15. Detalle de escollera y cabeza de pilotes.
- 12.16. Solución EPS1.
- 12.17. Solución EPS2.
- 12.18. Modelo de la propuesta con EPS (denominada EPS3).
- 12.19. Solución EPS4.
- 12.20. Alternativa EPS1: deformaciones  $U_x$ . Máximo -21,45 mm. E: 1:100.
- 12.21. Alternativa EPS2: deformaciones  $U_x$ . Máximo -16,05 mm. E: 1:100.
- 12.22. Alternativa EPS3: deformaciones  $U_x$ . Máximo -9,23 mm. E: 1:100.
- 12.23. Alternativa EPS4 (sólo una línea de pilotes): deformaciones. E: 1:100.
- 12.24. Situación de puntos representativos.
- 12.25. Representación vectorial de deformaciones totales. Estado actual. E 1:200.
- 12.26. Representación vectorial de deformaciones totales. Proyecto inicial. E 1:200.
- 12.27. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS1. E 1:200.
- 12.28. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS2. E 1:200.

- 12.29. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS3. E 1:200.
- 12.30. Representación vectorial de deformaciones totales. Solución EPS4. E 1:200.
- 12.31. Gráfico comparativo de las distintas soluciones.

## **CAPÍTULO 13**

- 13.1. Esquema de cimentación en cajón.
- 13.2. Sistema de cimentación mediante bloques de ESP.
- 13.3. Esquema en planta de la cimentación estudiada. 8,10 x 6,45.
- 13.4. Esquema en planta de la cimentación estudiada. 15,00 x 12,00.
- 13.5. Esquema del modelo con los elementos empleados.
- 13.6. Asientos en losa maciza.
- 13.7. Asientos en losa aligerada.
- 13.8. Deformaciones verticales en placa superior.
- 13.9. Asientos en losa maciza.
- 13.10. Asientos en losa aligerada.
- 13.11. Comparativa losa maciza – aligerada (losa 8,10 x 6,45).
- 13.12. Modelo de losa 15 x 12 realizada en zonas macizas con elementos tipo Solid.
- 13.13. Comparativa losa maciza – aligerada (losa 15x12, elementos Shell)
- 13.14. Comparativa losa maciza – aligerada (losa 15x12, elementos Solid)
- 13.15. Distribución de tensiones  $s_{11}$  en la losa maciza.
- 13.16. Distribución de tensiones  $s_{22}$  en la losa maciza .
- 13.17. Distribución de tensiones  $s_{11}$  en la placa inferior de la losa aligerada.
- 13.18. Distribución de tensiones  $s_{22}$  en la placa inferior de la losa aligerada.
- 13.19. Ley de momentos en nervio de borde longitudinal de la losa aligerada.
- 13.20. Ley de momentos en nervio de borde longitudinal de la losa maciza (solo se representa la mitad)
- 13.21. Ley de momentos en nervio interior longitudinal de la losa aligerada.
- 13.22. Ley de momentos en línea interior longitudinal de la losa maciza.
- 13.23. Ley de momentos en nervio central longitudinal de la losa aligerada.
- 13.24. Ley de momentos en línea central longitudinal de la losa maciza.
- 13.25. Modelo denominado Zapata – emparrillado.
- 13.26. Componente  $F_{11}$  en viga de borde transversal. Losa aligerada.
- 13.27. Componente  $F_{11}$  en nervio interior transversal de la primera línea de soportes.
- 13.28. Componente  $F_{11}$  en viga de borde.

- 13.29. Componente  $F_{11}$  en nervio interior.
- 13.30. Modelo 3D de la losa en Plaxis 3D.
- 13.31. Deformaciones obtenidas en Plaxis para la losa aligerada.
- 13.32. Deformaciones obtenidas en Plaxis para la losa maciza.
- 13.33. Deformaciones obtenidas en Plaxis para la solución zapata - emparrillado.
- 13.34. Resultado de tensiones verticales. Losa maciza. Sección longitudinal por el eje de simetría
- 13.35. Resultado de tensiones verticales. Losa aligerada. Sección longitudinal por el eje de simetría.
- 13.36. Resultado de tensiones de corte. Losa maciza. Sección longitudinal por el eje de simetría.
- 13.37. Resultado de tensiones de corte. Losa aligerada. Sección longitudinal por el eje de simetría.
- 13.38. Planta acotada del modelo aligerado (cotas en cm.).
- 13.39. Zona maciza de la losa aligerada.
- 13.40. Piezas correspondientes a los nervios de la losa aligerada.
- 13.41. Fase inicial de montaje de los nervios de la losa aligerada.
- 13.42. Despiece completo de la losa aligerada.
- 13.43. Zonas macizas y nervios interiores montados.
- 13.44. Montaje de las placas superior e inferior.
- 13.45. Aspecto interior de las dos placas montadas.
- 13.46. La losa preparada para colocar los pilares enanos.
- 13.47. Losa aligerada terminada.
- 13.48. Losa maciza terminada.
- 13.49. La placa maciza dentro de la urna dispuesta para las pruebas.
- 13.50. La placa maciza dentro de la urna dispuesta para las pruebas.
- 13.51. Detalle de la placa maciza dentro de la urna.
- 13.52. Modelo realizado con elementos solid.
- 13.53. Modelo realizado con elementos shell.
- 13.54. Resultados obtenidos en los ensayos con suelo granular.
- 13.55. Resultados obtenidos en los ensayos con suelo cohesivo.
- 13.56. Asientos en losa maciza (tamaño real) con elementos tipo shell.
- 13.57. Asientos en losa aligerada (tamaño real) con elementos tipo shell.

## **CAPÍTULO 14**

- 14.1. Deformada T1G (aumentada 10 veces).
- 14.2. Deformada T1EPS (aumentada 10 veces).
- 14.3. Evolución de la presión intersticial. Terraplén con solución tradicional (izquierda) frente al que emplea bloques de EPS (derecha).
- 14.4. Mecanismo de rotura del terraplén T1G.
- 14.5. Mecanismo de rotura del terraplén T1EPS.
- 14.6. Comparativa de los desplazamientos horizontales en la cabeza del muro.
- 14.7. Deformada E 1:100. Combinación D: Solución 1, 1.b y 1.e.
- 14.8. Formación del efecto arco.
- 14.9. Comportamiento frente a asientos de una placa maciza (izquierda) frente a la aligerada (derecha).

## **ANEXO 4**

### **ÍNDICE DE TABLAS**

#### **CAPÍTULO 2**

- 2.1. Resistencia a compresión a corto plazo del EPS.
- 2.2. Módulo de Elasticidad del EPS.
- 2.3. Resistencia a compresión a largo plazo.
- 2.4. Absorción de agua.
- 2.5. Compatibilidad química del EPS.

#### **CAPÍTULO 3**

- 3.1. Relación entre el grado de consolidación  $U$  y el factor de tiempo  $T_v$ .
- 3.2. Valores representativos de  $n_h$

#### **CAPÍTULO 9**

- 9.1. Datos comparativos de desplazamientos en las situaciones T1G y T1EPS.
- 9.2. Datos comparativos de desplazamientos por fases constructivas en las situaciones T1G y T1EPS.
- 9.3. Coeficientes de seguridad por fases en los modelos T1G y T1EPS.
- 9.4. Datos comparativos de desplazamientos en las situaciones T2G y T2EPS.
- 9.5. Datos comparativos de desplazamientos por fases constructivas en las situaciones T2G y T2EPS.
- 9.6. Coeficientes de seguridad por fases en los modelos T2G y T2EPS.

#### **CAPÍTULO 10**

- 10.1. Coeficientes de empuje y resultante de empujes.

#### **CAPÍTULO 11**

- 11.1. Empujes en la solución 1 sin emplear bloques de poliestireno expandido.
- 11.2. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1a.
- 11.3. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1b.
- 11.4. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1c.
- 11.5. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1d.

- 11.6. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 1e.
- 11.7. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 2a.
- 11.8. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 2a.
- 11.9. Empujes y coeficientes de empuje activo para la solución 2b.
- 11.10. Resultados obtenidos con SAP para las distintas opciones de la solución 1. Valores más desfavorables.
- 11.11. Resultados obtenidos con SAP para las distintas opciones de la solución 2. Valores más desfavorables.
- 11.12. Resultados para el coeficiente de seguridad al deslizamiento en el muro Solución 1.
- 11.13. Resultados comparativos obtenidos en Plaxis para el muro Solución 1.
- 11.14. Resultados comparativos obtenidos en Plaxis para el muro Solución 2.

## **CAPÍTULO 12**

- 12.1. Valores de deformaciones en los distintos modelos.
- 12.2. Valores de deformaciones en algunos puntos significativos.

## **CAPÍTULO 13**

- 13.1. Resultados obtenidos en la losa 8,10 x 6,45.
- 13.2. Resultados obtenidos en la losa 15 x 12. Solución (1) mediante elementos tipo Shell y (2) mediante elementos Solid.
- 13.3. Resultados comparativos de asientos obtenidos con Plaxis.
- 13.4. Resultados obtenidos en los ensayos realizados con terreno granular.
- 13.5. Resultados obtenidos en los ensayos realizados con terreno cohesivo.
- 13.6. Asientos obtenidos en los distintos modelos en ordenador.





## **BIBLIOGRAFIA.**

CEPMC2005. Durability of the Performance of Construction Products, CEP MC. Bruselas, 2005.

Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, 2006.

EC2004. Durability and the Construction Products Directive. Comisión Europea, DG Enterprise and Industry, Bruselas, 2004.

EHE-08. Ministerio de Fomento, 2008.

Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. Dirección General de Carreteras, 2003.

Guía Técnica para la Rehabilitación de la Envolvente Térmica de los Edificios. Soluciones con Aislamiento de Poliestireno Expandido. Ministerio de Industria, Turismo y Comercio, 2008.

Guía para el Proyecto y la Ejecución de Muros de Escollera en Obras de Carretera. Ministerio de Fomento, 2006

Informe: Ensayos a Flexión sobre Paneles PAMODIN. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Ministerio de Educación y Ciencia, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 2004.

Informe C 4791-2: Resultados de los ensayos a flexión, compresión y retracción sobre morteros y a compresión sobre paneles. UPC, 2002.

Normas UNE referidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). AENOR, 2003.

ROM 0.5-05. Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias. Cap. III. Ministerio de Fomento, 2005.

Aguilar, R.; Mroginski, J.; Matriz de Rigidez para un Elemento Finito de Suelo Saturado en dos Dimensiones. Revista Ciencia, vol. 13,2; pp. 119-140, 2010.

Almeida, V.; Paiva, J. Static Analysis of Soil/Pile Interaction in Layered Soil by BEM/BEM Coupling. Advances in Engineering Software, vol. 38 (11-12), pp. 835–845, 2007.

Almeida, V.; Paiva, J. A Mixed BEM–FEM Formulation for Layered Soil–Superstructure Interaction. Engineering Analysis with Boundary Elements\_vol. 28-(9), pp. 1111-1121, 2004.

Arellano, D.; Stark, T.; Horvath, J.; Leshchinsky, D. Guidelines for Geofoam Applications in Slope Stability Projects. National Cooperative Highway Research Program. [http://jshce.com/files/NCHRP\\_RRD\\_380.pdf](http://jshce.com/files/NCHRP_RRD_380.pdf).

Arellano, D.; Horvath, J.; Leshchinsky, D. Guidelines and Recommended Standard for Geofoam Applications in Highway Embankments. National Cooperative

Highway Research Program, 2004: [http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp\\_rpt\\_529.pdf](http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_529.pdf)

Ausilio, E.; Conte, E.; Dente, G. Stability Analysis of Slopes Reinforced with Piles. *Computers and Geotechnics*, vol. 28 (8), pp. 591–611, 2001.

Azañedo, J. C.; Olalla, C.; Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX): Monografía M 18. Resistencia al corte de escolleras, 1991.

Benmebarek, S.; Khelifa, T.; Benmebarek, N.; Kastner, R. Numerical Evaluation of 3D Passive Earth Pressure Coefficients for Retaining Wall Subjected to Translation. *Computers and Geotechnics*, vol. 35 (1), pp. 47–60, 2008.

Biot, M.A. General Theory of three - dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, pp. 155-164, 1941.

Biot, M.A. Theory Of Deformation of a Porous Viscoelastic Anisotropic Solid. *Journal of Applied Physics*, pp. 459-467, 1956.

Bishop, A. The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes. *Geotechnique*, 1955.

Cai, F.; Ugai, K. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. *Soils and Foundations*, vol. 40 (1), pp. 73-84, 2000.

Calavera Ruiz J. Muros de Contención y Muros de Sótano. INTEMAC, Madrid, 2001.

Calavera J. Cálculo de Estructuras de Cimentación. INTEMAC, Madrid. 2000.

Cansario M. Sistema Constructivo De Paneles Aligerados Con Poliestireno Expandido y Malla Electrosoldada Espacial: Estudio Estructural y Optimización. Tesis Doctoral UPC, 2005.

Cee, T.; Xiaoyan, N. Coupled consolidation theory with non-Darcian flow. *Computers and Geotechnics*, vol. 29, pp. 169-209, 2002.

Chae, K.; Ugai, K.; Wakai, A. Lateral Resistance of Short Single Piles and Pile Groups Located Near Slopes. *International Journal of Geomechanics*, vol. 4 (2), pp. 93–103, 2004.

Chaudhry, A. Static Pile-Soil-pile interaction in offshore pile groups. PhD thesis. University of Oxford, 1994.

Chen, L.; Poulos, H. Analysis of Pile-Soil Interaction Under Lateral Loading Using Infinite and Finite Elements. *Computers and Geotechnics*, vol. 15 (4), pp. 189–220, 1993.

Chen, C.; Martin, G. Soil–structure Interaction for Landslide Stabilizing Piles. *Computers and Geotechnics*, Vo. 29 (5), pp. 363–386, 2002.

Chen, C. Numerical analysis of slope stabilization concepts using piles. PhD thesis, University of Southern California; 2001.

- Cheung, Y.; Tham, L.; Guo, D. Analysis of Pile Group by Infinite Layer Method. *Géotechnique*, vol. 38 (3), p. 415 –431, 1988.
- Ching, S.; Sao-Jeng, C. Discrete Element Analysis for Active and Passive Pressure Distribution on Retaining Wall. *Computers and Geotechnics*, vol. 16 (4), pp. 291–310, 1994.
- Crespo, L., Comportamiento de las Losas Pilotadas Frente a una Distribución Estratégica de Pilotes. Tesis Doctoral, U. Sevilla, 2012.
- Dakshanamurthy, V.; Fredlund, D.; Rahardjo, H. Coupled Three-Dimensional Consolidation Theory of Unsaturated Porous Media. Fifth International Conference of Expansive soils. Australia 1984.
- Das, B. Fundamentals of Geotechnical Engineering. Thomson editores, 2012.
- Das, B. Principles of Foundation Engineering. Cengage Learning. 2010
- Delwyn, G. F.; Jamshed U. H.; One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(3): pp. 521-531 1979.
- Dewaikar, D. M.; Pandey, S. R.; Dixit, J. Active Thrust on an Inclined Retaining Wall with Horizontal Cohesionless Backfill due to Surcharge Effect. *EJGE*, vol. 17, 2012.
- Dutta, S.; Roy, R. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system. *Computers and Structures*, vol. 80 (20–21), pp. 1579–1594, 2002.
- Ercan A. Behaviour Of Pile Groups Under Lateral Loads. Phd Thesis. Middle East Technical University, 2010.
- Ertugrul, O. L.; Trandafir, A C. Lateral earth pressures on flexible cantilever retaining walls with deformable geofom inclusions. *Engineering Geology Volume 158*, 24, pp. 23–33, 2013.
- Espel, R.; Gomez, J.; Grima, R.; Aguado, A. La evolución de la construcción del Templo de la Sagrada Familia. *Informes de la construcción*, Vol. 61, 516-532, 2009.
- Filho, R.; Mendonça, A.; Paiva, J. Static boundary element analysis of piles submitted to horizontal and vertical loads. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 29 (3), pp. 195–203, 2005.
- Fraser, R.; Wardle, L. Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations. *Géotechnique*, vol. 26 (4), pp. 613 –630, 1976.
- Frydenlund, T.; Aaboe, R. Long Term Performance and Durability of EPS as a Lightweight Filling Material. *EPS Geofoam*, 2001.
- Galli, A.; Prisco, C. Displacement-based Design Procedure for Slope-Stabilizing Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 50 (1), pp. 41-53, 2012.
- Handy, R.; The Arch in Soil Arching. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, vol. 111 (3), pp. 302–318, 1985.

- Hassen, G.; Dias, D.; Buhan, P. Multiphase Constitutive Model for the Design of Piled-Embankments: Comparison with Three-Dimensional Numerical Simulations. *International Journal Geomechanics (ASCE)*, vol. 9(6), pp. 258–266, 2009.
- Hassiotis, S.; Chameau, J.; Gunaratne, M. Design Method for Stabilization of Slopes with Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, vol. 123 (4), pp. 314–323, 1997.
- Helm, D. Three-dimensional consolidation theory in terms of the velocity of solids. *Géotechnique*, Vol. 39, pp. 141 –145, 1987.
- Hemsley, J. A. Elastic Solutions for Large Matrix Problems In Foundation Interaction Analysis. *ICE Proceedings*, vol. 89 (4), pp. 471–494, 1990.
- Hetenyi, M. Beams on elastic foundations. University of Michigan Press, vol. 16, 1946.
- Horvath, J. Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam: an Introduction to Material Behavior. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 13 (4), pp. 263–280, 1994.
- Horvath, J. Geofoam Geosynthetic. Transportation Research Board, 1995.
- Horvath, J. Lessons Learned from Failures Involving Geofoam in Roads and Embankments. Manhattan College Research Report, n° CE/GE-99-1 1999.
- Horvath, J. Geofoam and Geocomb. Lessons from the Second Millennium A.D. as Insight for the Future. Manhattan College Research Report. n°CE/GE-99-2 1999.
- Huang, X.; Negussey, D. EPS Geofoam Design Parameters for Pavement Structures. *Geo-Frontiers Conference*, pp. 4544-4554, 2011.
- Ikizler, S.; Aytakin, M.; Nas E. Laboratory Study of Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam Used with Expansive Soils. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 26 (2), pp. 189–195, 2008.
- Jeong, S.; Kim, B.; Won, J.; Lee, J. Uncoupled Analysis of Stabilizing Piles in Weathered Slopes. *Computers and Geotechnics*, vol. 30 (8), pp. 671–682, 2003.
- Jiang, F.; Wang, X. Anquan Gu. Damage Mitigation for Buried Pipeline Using EPS Geofoam under Permanent Ground Deformation. *International Conference on Information Management*, vol. 3, pp. 23-26, 2008.
- Jiménez, J. L.; Justo, J.L. *Geotécnia y Cimientos I*. Editorial Rueda, 1975.
- Jiménez, J. L.; Justo, J.L.; Serrano, A. *Geotécnia y Cimientos II*. Editorial Rueda, 1981
- Jiménez, P.; Morán, F.; García, A. *Hormigón Armado*. Editorial Gustavo Gili, Barcelona, 2010.
- Kame, J. S.; Dewaikar, D. M.; Choudhury, D. Active Thrust on a Vertical Retaining Wall with Cohesionless Backfill. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 15, 2010.

Kerisel, J.; Tcheng, Y.; L'Hermier, R. Resistance de pointe en milieu pulverulent de divers serrages. 6<sup>o</sup> Congres international de mecanique des sols, Montreal 1965.

Kerr, A.D. Elastic and Viscoelastic Foundation Models. *Journal of Applied Mechanics*, vol. 31 (3), pp. 491-498, 1964.

Khalili, N.; Khabbaz, M.H., On the theory of three-dimensional consolidation in unsaturated soils. *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils/Unsat 95/Paris*, vol. 2, pp. 745-750, 1995.

Kim, Y.; Jeong, S. Analysis of Soil Resistance on Laterally Loaded Piles Based on 3D Soil-Pile Interaction. *Computers and Geotechnics*, vol. 38 (2), pp. 248–257, 2011.

Kötter, F. Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. *Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften*, pp. 229-233, Berlin, 1903.

Kourkoulis, R.; Gelagoti, F.; Anastasopoulos, I. Slope Stabilizing Piles and Pile-Group: Parametric Study and Design Insights. *Journal Geotech*, vol. 137 (7), pp. 663-677, 2011.

Lee, C.; Hull, T.; Poulos, H. Simplified Pile-Slope Stability Analysis. *Computers and Geotechnics*, vol. 17 (1), pp. 1–16, 1995.

Lekha K., Krishnaswamy N., Basak P. Consolidation of Clay by Sand Drain under Time-Dependent Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(1), pp. 91–94, 1998.

Lin, L.; Chen, L.; Chen, R. Evaluation of Geofoam as a Geotechnical Construction Material. *Journal of Material in Civil Engineering*, 22(2), 160–170. ASCE, 2010.

Liu, Z.; Sun, L.; Yue, J.; Ma, C. One-Dimensional Consolidation Theory Of Saturated Clay Based On Non-Darcy Flow. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering* (2009-05), 2009.

Mardfekri, M.; Gardoni, P.; Roesset, J. Modeling Laterally Loaded Single Piles Accounting for Nonlinear Soil-Pile Interactions. *Journal of Engineering*, ID 243179, 2013.

Martin, G.; Chen, C. Response of Piles Due to Lateral Slope Movement. *Computers & Structures*, vol. 83 (8–9), pp. 588–598, 2005.

Mendonça, A.; Paiva, J. An Elastostatic FEM/BEM Analysis of Vertically Loaded Raft and Piled Raft Foundation. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 27 (9), pp. 919–933, 2003.

Merkel, H.; Castro, C. Rendimiento a Largo Plazo de los Productos de Aislamiento Térmico de Poliestireno Extruido (XPS). *Dow Deutschland Anlagenges.mbH/Dow Chemical Ibérica, S.L.* 2010.

Mesri, G.; Kelly, W.; Vallee, R.; Andersland, O. Coefficient Of Secondary Compression. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div TRB*, pp. 641-644, 1973.

- Messafer, T.; Coates, L. E. An Application of FEM/BEM Coupling to Foundation Analysis. *Advances in Boundary Method*, vol. 3, 1989.
- Meyerhof, G.; Mathur, S.; Valsangkar, A. Lateral resistance and deflection of rigid walls and piles in layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 18 (2), pp. 159-170, 1981.
- Miao, L.; Wang, F.; Han, J.; Lv, W.; Li, J. Properties and Applications of Cement-Treated Sand-Expanded Polystyrene Bead Lightweight Fill. *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*. 2013, vol. 25 (1), pp. 86-93.
- Mori, G. A. Estudio de la Aplicabilidad de Materiales Compuestos al Diseño de Estructuras de Contención de Tierras y su Interacción con el Terreno, para su Empleo en Obras de Infraestructura Viaria. UPM, 2008.
- Motta, L.; Silkunas, N.; Rodolfo, A. Durabilidade dos Polímeros. São Paulo, 2002.
- Negussey D. Design Parameters for EPS Geofoam. *Soils and Foundations*, vol. 47, n°1, pp. 161-170. 2007.
- Negussey, D.; Huang, X. Modulus of Subgrade Reaction for EPS Geofoam. *GeoShanghai International Conference 2006 Shanghai*, pp. 165-172, 2006
- Negussey, D.; Sun, M. C. Reducing Lateral Pressure By Geofoam (Eps). *Substitution Construction Method (Eps Tokyo '96)*, pp. 202-211, 1996.
- Newman, M.; Bartlett, S.; Lawton, E. Numerical Modeling of Geofoam Embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, vol. 136 (2), pp. 290-298, 2010.
- Oldecop, L.A.; Alonso, E. E. A model for rockfill compressibility. *Geotechnique* 51, no. 2, 2001.
- Paiva, J.B.; Almeida, V. Static Analysis of Soil/Pile Interaction in Layered Soil by BEM/BEM Coupling. *Advances in Engineering Software*, vol. 38 (11-12), pp. 835-845, 2007.
- Paiva J.B.; Butterfield, R. Boundary element analysis of plate-soil interaction. *Computers and Structures* 1997, Vol. 64 (1-4), pp. 319-328, 1997.
- Paiva, J.B. Boundary element formulation of building slabs. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 17 (2), pp. 105-110, 1996.
- Pan, J.; Goh, A.; Wong, K.; Selby, A. Three-dimensional Analysis of Single Pile Response to Lateral Soil Movements. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 26 (8), pp. 747-758, 2002.
- Pasternak, P. L.; On a New Method of Analysis of an Elastic Foundation by Means of Two Foundation Constants. Moscow, 1954.
- Paololi, M. Degradação e Estabilização dos Polímeros. João Carlos de Andrade (versión online), 2008.

Pappin, J.; Simposon, B.; Felton, P. Numerical Analysis of Flexible Retaining Wall. Numeta'85 Conference, pp. 789-802, 1985.

Perucho, A. Estudio de Deformabilidad de Escolleras. Tesis UPC, 2004.

Potts, D.; Fourie, A. The Behaviour of a Propped Retaining Wall: Results of a Numerical Experiment. Géotechnique, vo. 34 (3), pp. 383 –404, 1984.

Poulos, H. Design of reinforcing piles to increase slope stability. Canadian Geotechnical Journal, vol. 32(5), pp. 808-818, 1995.

Poulos, H. Behavior of Laterally Loaded Piles I: Single Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 97 (5), pp. 711-731, 1971.

Poulos, H. Behavior of Laterally Loaded Piles II: Pile Groups. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 97 (5), pp. 733-751, 1971.

Qin, Q.H. Hybrid Trefftz finite-element approach for plate bending on an elastic foundation. Applied Mathematical Modelling, vol. 18 (6), pp. 334–339, 1994.

Qiu, B.; Li, Z. Discussion on design method of raft foundation. Shanxi Architecture, 2007.

Rado, H. A.; Beneyto, P. A.; Mroginski, J. L.; Manzolillo, J. E.; Awruch, A. M. Análisis Tridimensional de la Consolidación de Suelos Saturados Utilizando el MEF. Mecánica Computacional, vol. 23, pp. 607-617. Argentina 2004.

Rahman, M.M.; Alim, M.A.; Chowdhury, A.S. Investigation of Lateral Load Resistance of Laterally Loaded Pile in Sandy Soil. University of Canterbury. Civil and Natural Resources Engineering, 2003.

Rahman, M.M.; Karim, M. R.; Baki, A. L.; Paul, D. Ultimate Lateral Load Resistance of Laterally Loaded Pile, Deep Foundations on Bored and Auger Piles, pp. 155-160. 2010.

Rajiv, R.; Sekar, P.; Sowmya, K. Raft Foundation on Flexible Base of For Compact Transmission Line. Power Engineer Journal, vol. 13 (2), pp. 19-24, 2011.

Rashed, Y. A boundary/domain element method for analysis of building raft foundations. Engineering Analysis with Boundary Elements, vol. 29 (9), pp. 859–877, 2005.

Riad, H.; Ricci, A.; Osborn, P.; Horvath, J. Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam for Road Embankments and Other Lightweight Fills in Urban Environments. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 20003 [http://jshce.com/research\\_pub.html](http://jshce.com/research_pub.html).

Rojas, E.; Magdaleno, R; Hurtado, D.; Zepeda, A. Determinación de asentos a largo plazo en suelos no saturados. Concyteg 5(62), 2010.

Romero, E.; Alonso, E.; Hueso, O. Effect of water composition on rockfill compressibility; Vol. 16, No. 3, p. 1913. ICSMGE2005, Osaka, 2005.

Sarsby, R. Geosynthetics in civil engineering. The textile Institute, 2007.

- Shelke, A.; Murty, D. Reduction of Swelling Pressure of Expansive Soils Using EPS Geofoam. Indian Geotechnical Conference, vol. 2, pp. 495-498, 2010.
- Silva, A.; Silveira, R.; Gonçalves P. Numerical methods for analysis of plates on tensionless elastic foundations. International Journal of Solids and Structures, vo. 38 (10-13), pp. 2083-2100, 2001.
- Stark, J.; Arellano, D.; Horvath, J. Leshchinsky D. Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments. National Cooperative Highway Research Program, Web Doc. 65, 2004.
- Tahghighi, H.; Konagai, K. Numerical Analysis of Nonlinear Soil-Pile Group Interaction Under Lateral Loads. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 27 (5), pp. 463-474, 2007.
- Tamagnini, R. An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis. Géotechnique, vol, 54-nº3, pp. 223-228, 2004.
- Tebarek, A.; A Parametric Study of Creep on EPS Geofoam Embankments. Norwegian University of Science and Technology. 2012.
- Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. New York. John Wiley & Sons, 1943.
- Trandafir, A. C.; Moyles, J. F.; Erickson, B. A. Finite-Element Analysis of Lateral Pressures on Rigid Non-Yielding Retaining Walls with EPS Geofoam Inclusion. Earth Retention Conference (ASCE), pp. 756-763, 2010.
- Torben, R. Integrated Strip Foundation Systems for Small Residential Buildings. The Open Construction and Building Technology Journal (4), pp. 39-53, 2010.
- Torrijo, F.J. Cimentaciones: Alternativas de Formulación al CTE. Ilustre Colegio Oficial de Geólogos. Delegación de Cataluña. Barcelona 2010.
- Trochanis, A.; Bielak, J.; Christiano, P. Three-dimensional Nonlinear Study of Piles. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117(3), pp. 429-447, 1991.
- Wang, Z.; Zhou, J. Three-dimensional Numerical Simulation and Earth Pressure Analysis on Double-row Piles with Consideration of Spatial Effects. Journal of Zhejiang University, 758-770, 2011.
- Vaziri, H. Numerical study of parameters influencing the response of flexible retaining walls. Canadian Geotechnical Journal, vol. 33 (2), pp. 290-308, 1996.
- Vilaverde, J. Estudo do Envelhecimento Físico de um Polímero Estrutural. Universidade de Tras-os-montes e Alto Douro. 2009.
- Wang, Y.; Tham, L.; Tsui, Y.; Yue, Z. Plate on Layered Foundation Analyzed by a Semi-analytical and Semi-numerical Method. Computers and Geotechnics, vol. 30 (5), pp. 409-418, 2003.
- Wang, C.; Chow, Y; How, Y. Analysis of Rectangular Thick Rafts on an Elastic Half-Space. Computers and Geotechnics, vol. 28 (3), pp. 161-184, 2001.
- Wang, W.; Yen, B. Soil Arching In Slopes. Journal of the Geotechnical Engineering (ASCE), vol. 100 (1), pp. 61-78, 1974.



Yang, Z.; Jeremić, B. Numerical Analysis of Pile Behaviour Under Lateral Loads in Layered Elastic–Plastic Soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 26 (14), pp. 1385–1406, 2002.

Zeevaert L. Esfuerzo-deformación-tiempo en suelos finos no saturados. *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, México 1995.

Ziaie, R.; Judi, A.; Khadenm R. B. Lateral Bearing Capacity of Piles in Cohesive Soils Based on Soils' Failure Strength Control, *EJGE*, vol. 13 2008.

Zienkiewicz, O.C.; Taylor, R.L. *The Finite Element Method 2*. McGraw-Hill. 2004.

Enlaces Webs:

Asociación Nacional de Poliestireno Expandido, España: [www.anape.es](http://www.anape.es)

Grupo Forli, España: [www.forlisa.es](http://www.forlisa.es)

Grupo Forel: [www.forel.es/sistema\\_constructivo\\_cimentur.php](http://www.forel.es/sistema_constructivo_cimentur.php)

Grupo Polisur, España: [www.polisur.es](http://www.polisur.es)

Utilbox, España: [www.utilbox.es](http://www.utilbox.es)

Monoplac Ltda., Chile: [www.monolite.cl](http://www.monolite.cl)

John S. Horvath Consulting Engineer: [jshce.com/](http://jshce.com/)

European Association for External Thermal Insulation Composite System: [www.ea-etics.eu/](http://www.ea-etics.eu/)

Fridulsa, Uruguay: [www.fridulsa.com.uy/](http://www.fridulsa.com.uy/)

M2 mmdue, Italia: [www.mdue.it](http://www.mdue.it)

[www.geofoam.org](http://www.geofoam.org)